

รายงานการวิจัย

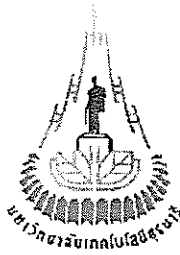
การพัฒนานิยามกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหิน
โดยใช้คุณสมบัติของหินที่วัดได้ในภาคสนาม

Development of a Shear Strength Criterion for
Rock Joints Using Field-Determined Parameters

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว



รายงานการวิจัย

การพัฒนานากฎกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหิน
โดยใช้คุณสมบัติของหินที่วัดได้ในภาคสนาม

Development of a Shear Strength Criterion for
Rock Joints Using Field-Determined Parameters

ผู้วิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เฟื่องขจร

สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี

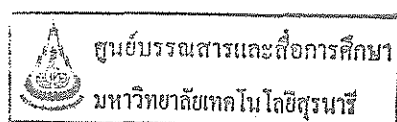
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2547 และ 2548

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

มีนาคม 2548



กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ 2547 และ 2548 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีด้วยความช่วยเหลือจากนางสาวกัลญา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย และนางณิชชาภัทร สิริทธิคุณ ในการตรวจสอบความถูกต้องของรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ผู้วิจัย

มีนาคม 2548



บทคัดย่อ

จุดของการทดสอบกำลังเฉือนของรอยแตกในหินได้ถูกดำเนินการในความพยายามที่จะประเมินความสามารถในการคาดคะเนของกฎกำลังรับแรงเฉือนของ Barton ที่ใช้ค่าคงที่ที่กำหนดในภาคสนามเท่านั้น ตัวอย่างหินจากสิบแหล่งที่เป็นตัวแทนของหินที่พบบ่อยครั้งในอุตสาหกรรมการก่อสร้างและเหมืองแร่ในประเทศไทยได้นำมาจัดเตรียมและทดสอบในห้องปฏิบัติการ ตัวอย่างหินเหล่านี้ประกอบไปด้วย หินบะซอลต์หนึ่งชนิด หินอ่อนสองชนิด หินแกรนิตสามชนิด และหินทรายสี่ชนิด นอกจากนี้การศึกษายังมุ่งเน้นไปที่ความน่าเชื่อถือของวิธีการที่ใช้ในภาคสนามสำหรับกำหนดค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_0) ค่ากำลังกดในแกนเดียว (UCS หรือความแข็งของผนังรอยแตก) และค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ (JRC) ตัวอย่างหินที่ถูกตัดให้มีผิวเรียบถูกจัดเตรียมเพื่อใช้ในการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_0 กับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ และเชิงแร่วิทยาของหิน ตัวอย่างหินที่มีรอยแตกที่เกิดจากการดึงในห้องปฏิบัติการได้นำมาทดสอบเพื่อหาค่ากำลังเฉือนของรอยแตกที่มี JRC ระดับต่าง ๆ กัน และนำผลมาใช้สอบทานกฎกำลังเฉือนที่ถูกพัฒนาด้วยค่าคงที่ที่กำหนดในภาคสนาม ค่า JRC ของรอยแตกเหล่านี้จะถูกประเมินอย่างอิสระโดยวิศวกรสองคน ค่า UCS จะประเมินด้วยวิธีในภาคสนามที่แนะนำโดย ISRM (ใช้ฆ้อนธรณีและมีดพก) และได้นำมาเปรียบเทียบกับวิธีการทดสอบมาตรฐานที่ได้จากห้องปฏิบัติการที่เสนอโดย ASTM ท้ายสุดความน่าเชื่อถือและความอ่อนไหวของค่าคงที่ทั้งสาม ได้ถูกตรวจสอบ โดยการเปรียบเทียบค่ากำลังเฉือนที่คาดคะเนได้กับค่ากำลังเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระที่ทดสอบได้จริงในห้องปฏิบัติการ

ผลจากการศึกษาระบุว่ากฎที่พัฒนาโดยใช้ค่าคงที่ที่กำหนดในภาคสนามสามารถคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระได้ดีสำหรับหินอ่อนและหินทรายที่นำมาจากทุกแหล่ง และจะให้ค่าสูงเกินไปเล็กน้อยสำหรับตัวอย่างหินบะซอลต์ แต่กฎนี้ไม่สามารถอธิบายกำลังเฉือนของรอยแตกในตัวอย่างหินแกรนิตได้ซึ่งอาจเกิดขึ้นจากความจริงที่ว่าผิวดัดเรียบของหินที่มีขนาดของผลึกแร่ใหญ่และมีความแข็งมาก (เช่น หินแกรนิต) จะมีความเรียบมากถึงแม้จะไม่มีคาร์บอน ดังนั้นจึงทำให้ค่า ϕ_0 ที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนมีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง ผลจากการประเมินความอ่อนไหวระบุว่า กำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้จากกฎของ Barton จะอ่อนไหวต่อค่า ϕ_0 มากกว่าค่า UCS และ JRC ช่วงค่าของ UCS ที่ประเมินด้วยวิธีในภาคสนามของ ISRM จะสอดคล้องเป็นอย่างดีกับค่าที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีมาตรฐาน ASTM การผันแปรของค่า UCS สำหรับหินที่มีระดับความแข็ง R2 และ R3 (ผันแปรประมาณ 25 MPa) และสำหรับหินที่มีระดับความแข็ง R4 และ R5 (ผันแปรประมาณ 50 MPa) จะไม่มีผลกระทบเท่าใดนักต่อค่ากำลังเฉือนที่คาดคะเนได้ สำหรับหินทรายค่า ϕ_0 จะอยู่ในช่วง 25-35 องศา และจะไม่ขึ้นกับ UCS หรือวัสดุที่เชื่อมเม็ดหิน ค่า ϕ_0 สำหรับหินอ่อนที่ทดสอบในงานวิจัยนี้ รวมกับหินปูนที่ทดสอบได้จากที่อื่นจะมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 35 ± 5 องศา

และจะไม่ขึ้นกับ UCS หรือการผันแปรของแร่ประกอบหิน สำหรับหินชนิดอื่น ϕ_6 จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นถ้า UCS เพิ่มขึ้นโดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับหินที่แข็งมาก (R5 และ R6) งานวิจัยนี้ไม่พบความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_6 กับค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นหรือกับค่ากำลังดึงสูงสุดของหินจำนวน และความหลากหลายของตัวอย่างหินแกรนิตมีไม่เพียงพอที่จะกำหนดความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_6 กับการผันแปรของแร่ประกอบหินถึงแม้ว่าความสัมพันธ์นั้นจะมีอยู่จริง



Abstract

A series of direct shear tests have been performed in an attempt at assessing the predictive capability of the Barton's joint shear strength criterion developed only from the field-determined parameters. Rocks from ten different source locations representing the most commonly encountered rocks in Thailand construction and mining industries are prepared and tested in the laboratory. These include basalt, two marbles, three granites and four sandstones. The investigation also concentrates on the reliability of the field methods and results for determining the basic friction angle (ϕ_b), the uniaxial compressive strength (UCS or joint wall strength), and the joint roughness coefficient (JRC). The saw-cut surface specimens are prepared to determine the relationship between ϕ_b and the mechanical and mineralogical properties of the rocks. The specimens with tension-induced fractures are tested to obtain the joint shear strength under different JRC's, for use in verification of the criterion developed from the field determined parameters. The JRC's for the rough-joint specimens are evaluated by two independent engineers. The UCS's evaluated from the ISRM-suggested field methods (i.e. using geologic hammer and pocket knife) are used in the Barton's criterion, and are compared with those tested under the relevant ASTM standard method. Reliability and sensitivity of the three parameters are examined by comparing the predicted shear strength with those actually obtained from the direct shear testing on the rough joint surfaces.

The results indicate that the criterion with the field-determined parameters can well predict the shear strength of the rough joints in marbles and sandstones from all source locations, and slightly over-predicts the shear strength in the basalt specimens. The criterion however can not describe the joint shear strengths for the granite specimens. This discrepancy is due to the fact that the saw-cut surfaces for the coarse-grained and very strong crystalline rocks (such as granites) are very smooth, even without polishing, and hence results in an unrealistically low ϕ_b from the direct shear testing. The sensitivity evaluation also suggests that the Barton's shear strength is more sensitive to ϕ_b than to UCS and JRC. The range of UCS from ISRM field-determined method agrees well with the corresponding value determined by ASTM laboratory testing. Variations of the UCS by 25 MPa for weak and medium rocks (R2 and R3) and by 50 MPa for strong and very strong rocks (R4 and R5) do not significantly affect the predicted shear

strengths. For all sandstones the ϕ_b values are in the range of 25-35 degrees, and are independent of their UCS and cementing materials. The ϕ_b values for the tested marbles and for the limestone recorded elsewhere are averaged as 35 ± 5 degrees. They are also independent of UCS and mineralogical variation. For other rock types, ϕ_b tends to increase with UCS particularly for very strong rocks (R5 and R6). No relationship between ϕ_b and elastic modulus or tensile strength has been found for any rock types. The number and diversity of the tested granites are inadequate to determine the relationship between ϕ_b and their mineralogical variations, if there is any.



สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อ.....	ข
Abstract.....	ค
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญภาพ.....	ญ
บทนำ	1
ความสำคัญของการวิจัย.....	1
วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย.....	4
ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
หน่วยงานที่จะนำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์.....	6
บทที่ 1 การทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง	7
1.1 กฎกำลังรับแรงเฉือน.....	7
1.1.1 กฎของ Amonton.....	7
1.1.2 กฎของ Coulomb.....	8
1.1.3 กฎอื่นๆ สำหรับความเสียดทานของรอยแตกในหิน.....	14
1.2 ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน.....	19
1.2.1 ความขรุขระของผิวรอยแตก.....	19
1.2.2 ความเค้นตั้งฉาก.....	20
1.2.3 ความเค้นยึดติด.....	21
1.2.4 มุมเสียดทานพื้นฐานและมุมเสียดทานคงค้าง.....	21
1.2.5 ผลกระทบของลักษณะทางศิลาวิทยาต่อคุณสมบัติด้านกลศาสตร์ ของหิน.....	23
1.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือน.....	24
1.3.1 การทดสอบแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ.....	24
1.3.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในที่.....	25

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
1.3.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในภาคสนาม.....	25
1.3.4 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงกดสามแกน.....	29
บทที่ 2 ลักษณะของตัวอย่างหิน.....	33
2.1 ชนิดของตัวอย่างหิน.....	33
2.1.1 กลุ่มหินทราย.....	33
2.1.2 กลุ่มหินบะซอลต์.....	33
2.1.3 กลุ่มหินอ่อน.....	35
2.1.4 กลุ่มหินแกรนิต.....	35
2.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน.....	35
2.2.1 ตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบแรงกดในแกนเดียว.....	41
2.2.2 ตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตก ผิวเรียบ.....	41
2.2.3 ตัวอย่างหินสำหรับการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยา.....	41
2.2.4 ตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก.....	41
บทที่ 3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	55
3.1 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน.....	55
3.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว.....	55
3.1.2 การทดสอบแรงเฉือนเพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน.....	59
3.2 การศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการสอบเทียบ.....	60
3.3 การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวรอยแตก.....	60
3.4 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก.....	69
3.5 การจำแนกระดับความแข็งของหินในภาคสนาม.....	72
3.6 การประเมินค่ามุมเสียดทานพื้นฐานด้วยวิธี Tilt Test.....	72

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 4 ความสัมพันธ์ของมุมเสียดทานพื้นฐาน.....	77
4.1 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากงานวิจัยกับข้อมูลจากแหล่งอื่น.....	77
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_s กับ σ_c	82
บทที่ 5 การคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหิน.....	89
5.1 กฎที่ใช้ในการคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระ.....	89
5.2 ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนสำหรับกฎของ Barton.....	90
5.3 ผลการคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระ.....	90
บทที่ 6 บทสรุป.....	103
บรรณานุกรม.....	107
ภาคผนวก ก ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว	
ข ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินที่มีรอยแตกผิวเรียบ	
ค ผลการทดสอบในรูปของกราฟความสัมพันธ์	
ประวัตินักวิจัย	

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า	
1.1	ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน μ และค่าความเค้นยึดติด c ของหินบางชนิด.....	9
1.2	ตัวอย่างค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (Basic Friction Angle) ของหินต่าง ๆ.....	18
2.1	แสดงชนิด ตำแหน่งที่เก็บ และชนิดหินที่ใช้ในการทดสอบ.....	34
3.1	สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและค่าสัมประสิทธิ์ความยึดหยุ่นของหิน ในงานวิจัยนี้.....	58
3.2	สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนเพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐานสำหรับ ตัวอย่างหิน 10 ชนิด แต่ละชนิดจะใช้ตัวอย่างหิน 3 ก้อน.....	62
3.3	สรุปผลการศึกษาลักษณะทางเรขาคณิตของตัวอย่างหิน.....	63
3.4	สรุปผลการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวรอยแตก (JRC).....	67
3.5	สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการสอบเทียบ.....	73
3.6	สรุปผลการจำแนกระดับความแข็งของหินที่ใช้ในการทดสอบจากกลุ่มผู้ประเมิน.....	75
3.7	ผลการทดสอบ Tilt test (Block).....	76
4.1	ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานเปรียบเทียบกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์สำหรับหินชนิดต่าง ๆ.....	78

สารบัญรูปภาพ

รูปที่	หน้า	
1.1	การทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ กันเพื่อหาค่าความเสียหายของรอยแตกในหิน.....	10
1.2	การพิจารณาแรงเฉือนสูงสุด และแรงเฉือนคงเหลือสำหรับรอยแตกของหิน โดยใช้กฎของ Coulomb.....	13
1.3	ความหมายของตัวแปรที่ใช้ในกฎของ Patton.....	15
1.4	ค่า JRC ที่สัมพันธ์กับความขรุขระของรอยแตกในหินในระดับต่าง ๆ.....	17
1.5	เครื่องทดสอบแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ.....	26
1.6	เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในที่.....	27
1.7	เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในภาคสนาม.....	28
1.8	แนวคิดในการทดสอบกำลังเฉือนโดยใช้การกดแบบสามแกน.....	30
2.1	ก้อนหินทรายขนาดใหญ่จาก อ.สีคิ้ว จ.นครราชสีมา ซึ่งเก็บไว้ในลานเก็บวัสดุก่อน การตัดให้มีขนาดตามที่ต้องการ.....	36
2.2	เครื่องตัดหินที่ใช้ในโรงงานสำหรับการตัดตัวอย่างหินขนาดใหญ่.....	37
2.3	ตัวอย่างหินทรายถูกตัดให้มีขนาด ขนาด 4x4x3 ลูกบาศก์นิ้ว เพื่อการทดสอบกำลัง รับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ.....	38
2.4	สภาพพื้นที่การทำเหมืองหินบะซอลต์ของเหมืองหินลาด อ.เมือง จ.บุรีรัมย์.....	39
2.5	การเก็บตัวอย่างหินบะซอลต์จากเหมืองหินลาด จ.บุรีรัมย์.....	40
2.6	หินบะซอลต์ถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ เพื่อเตรียมแท่งตัวอย่างหิน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว เพื่อใช้สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว.....	42
2.7	แท่งตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้วถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาว 5 นิ้ว สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว.....	43
2.8	ตัวอย่างหินบะซอลต์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อ การทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว.....	44
2.9	ตัวอย่างหินแกรนิตขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบ กำลังรับแรงกดในแกนเดียว.....	45
2.10	ตัวอย่างหินอ่อนขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบ กำลังรับแรงกดในแกนเดียว.....	46

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.11 ตัวอย่างหินทรายขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว.....	47
2.12 ตัวอย่างหินบะชอลต์รูปทรงกระบอก ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ.....	48
2.13 ตัวอย่างหินแกรนิตขนาด 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ.....	49
2.14 ตัวอย่างหินอ่อนขนาด 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ.....	50
2.15 ตัวอย่างหินทรายขนาด 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ.....	51
2.16 แท่งตัวอย่างหินแกรนิตขนาด 4×4×12 ลูกบาศก์นิ้ว ถูกกดด้วยเครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 เพื่อสร้างฟิรรอยแตก สำหรับใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการสอบเทียบ.....	52
2.17 ลักษณะตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการสอบเทียบ ลูกศรบนผิวหินกำหนดทิศทางที่จะทำการทดสอบแบบแรงเฉือน.....	53
3.1 ตัวอย่างหินบะชอลต์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 54 มิลลิเมตร ถูกกดด้วยเครื่องทดสอบจนแตก โดยการทดสอบจะมีการวัดระยะยวบตัวตามแนวแกนเพื่อหาค่า Modulus of elasticity.....	57
3.2 ตัวอย่างหินทรายขนาดพื้นที่หน้าตัด 4×4 นิ้ว ติดตั้งพร้อมทดสอบอยู่ในเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ โดยในการทดสอบจะวัดการเคลื่อนตัวโดยตรงของตัวอย่างหินทั้งขึ้นบนและล่างด้วย Dial Gage.....	61
3.3 ตัวอย่างหินทรายขณะทำการติดตั้งในเครื่องทดสอบเพื่อหาลังรับแรงเฉือนของรอยแตก ตัวอย่างหินทุกก้อนจะทำการวัดค่า JRC ของฟิรรอยแตกและกำหนดทิศทางการเลื่อนไว้ล่วงหน้า.....	70
3.4 ตัวอย่างหินทรายถูกติดตั้งโดยการทดสอบจะวัดการเคลื่อนตัวตามแนวแรงเฉือนด้วยการติดตั้ง Dial Gage โดยตรงที่หินทั้งขึ้นบนและล่าง.....	71

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินบะซอลต์.....	83
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินแกรนิต หินไนส์ และหินชีสต์.....	84
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินทราย หินดินเหนียว และหิน โคลน.....	85
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินอ่อน และหินปูน.....	86
4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหิน Chalk Greywack Hornfels Shale Slate และ Serpentine.....	87
5.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินบุริรัมย์บะซอลต์เปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบ ได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 35^\circ$	91
5.2 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศเวียดนามเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบ ได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 18^\circ$	92
5.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินแกรนิตจากจังหวัดตากเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบ ได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 25^\circ$	93
5.4 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศจีนเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบ ได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 26^\circ$	94
5.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบ ได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 34^\circ$	95

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินอ่อนจากจังหวัดลพบุรีเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 36^\circ$	96
5.7 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูกระดึงเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 34^\circ$	97
5.8 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพานเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 32^\circ$	98
5.9 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินพระวิหารเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 32^\circ$	99
5.10 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินเสาขัวเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 31^\circ$	100

บทนำ

ความสำคัญของการวิจัย

ในการก่อสร้างโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ และวิศวกรรมโยธาที่เกี่ยวข้องกับงานฐานรากในมวลหิน ข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติและพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของมวลหินที่นำมาใช้หรือที่เกี่ยวข้องจะมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก (Joint shear strength) และค่ามุมเสียดทานของผิวยรอยแตกเรียบในหิน (Basic Friction Angle) ซึ่งจะเป็นองค์ประกอบขั้นพื้นฐานที่วิศวกรต้องนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างนั้น ๆ เช่น อุโมงค์ เขื่อน ตัดถนน คลองชลประทาน และฐานรากของสะพานหรืออาคารใหญ่ ๆ ที่ก่อสร้างในมวลหิน มีวิศวกรหลายท่านได้นำค่ากำลังรับแรงเฉือน และค่ามุมเสียดทานของผิวยรอยแตกเรียบในหิน ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สำคัญและนิยมนำไปใช้ในการประเมินเสถียรภาพและออกแบบความลาดเอียงของมวลหิน (Baliga and Singh, 1992; Giraud et al., 1990; Kitagawa 1999; Kitamura, et al., 1999; Maharaj, 1999) และในงานอุโมงค์ที่เจาะอยู่ในมวลหิน (Schubert and Riedmuller, 2002; Fasching, 2002; Riedmuller et al., 2002)

ค่าใช้จ่ายที่ต้องทุ่มเทไปเพื่อให้ได้ข้อมูลเหล่านี้มีราคาค่อนข้างสูง โดยค่าใช้จ่ายด้านคุณสมบัติของหินจะมีราคาประมาณ 3-7% ของงบประมาณทั้งหมดของโครงการ ค่าใช้จ่ายเหล่านี้ได้แก่ การจัดเก็บ การขนส่ง และการเตรียมตัวอย่างหินในห้องปฏิบัติการ รวมถึงการทดสอบด้วยเครื่องมือที่มีราคาแพง รูปแบบของการทดลองหลัก ๆ ก็คือ การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในห้องปฏิบัติการ (Laboratory Direct Shear Test) การลดค่าใช้จ่ายในการทดสอบนี้จึงเป็นประโยชน์สำหรับประเทศไทยซึ่งกำลังอยู่ในสภาวะเศรษฐกิจตกต่ำ และในขณะเดียวกันยังต้องดำเนินโครงการใหญ่ ๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเพื่อให้เกิดการพัฒนาประเทศเป็นไปอย่างต่อเนื่อง

ในปัจจุบันมีวิธีมาตรฐานที่ใช้ในการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกสำหรับหินชนิดหนึ่ง คือ การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกหินในห้องปฏิบัติการ (Laboratory Direct Shear Test) การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกหินในภาคสนาม (Field Direct Shear Test) และกฎสำหรับกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกที่นิยมใช้ในปัจจุบันมี 5 กฎเกณฑ์ คือ Coulomb, Patton, Fairhurst, Barton และกฎของ Ladanyi and Archambault (Hoek and Bray, 1981) จากวิธีและกฎเกณฑ์ที่กล่าวแต่ละวิธีจะมีข้อดีและข้อเสียต่างกันไป

วิธีการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในห้องปฏิบัติการ เป็นวิธีการทดสอบที่ให้ผลแม่นยำ ไม่จำกัดรูปร่างของหิน ส่วนข้อเสียคือค่าใช้จ่ายในการทดสอบค่อนข้างสูง มีกระบวนการที่ยุ่งยากและต้องใช้เวลาาน รวมทั้งเครื่องทดสอบก็มีราคาสูงมาก ซึ่งในประเทศไทยมีเพียงไม่กี่แห่งที่สามารถทำการทดสอบชนิดนี้ได้

วิธีการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในภาคสนามมีเครื่องมือที่สามารถทำได้ในภาคสนาม เพราะเป็นเครื่องมือขนาดเล็กและง่ายต่อการขนย้าย ไม่จำกัดรูปร่างของหิน และสามารถให้ผลการทดสอบที่น่าเชื่อถือพอสมควร แต่ข้อเสียของการทดสอบด้วยเครื่องมือชนิดนี้ คือ เครื่องมือมีราคาแพงซึ่งในประเทศไทยยังไม่มีหน่วยงานใดมีเครื่องทดสอบชนิดนี้ กระบวนการทดสอบค่อนข้างยุ่งยากและหลายขั้นตอน นอกจากนี้ค่าความเค้นกดในแนวตั้งฉากกับรอยแตกที่จะทดสอบจะถูกจำกัดอยู่ในช่วงค่อนข้างต่ำ

ในส่วนของกฎที่ใช้กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก กฎของ Coulomb จะนิยมใช้มาก ซึ่งมีรูปสมการ

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi \quad (1)$$

โดย τ คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก (Joint Shear Strength) σ_n คือ ค่าความเค้นอัดฉากบนระนาบผิวยรอยแตก (Normal Stress) C คือ ค่าความเค้นยึดติด (Cohesion) และ ϕ คือ ค่ามุมเสียดทานของผิวยรอยแตก ตัวแปรเหล่านี้จะได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งมีค่าใช้จ่ายสูงในส่วนของค่าเก็บรักษา ค่าขนส่ง ค่าจัดเตรียมและค่าทดสอบ ผลการทดสอบที่ได้มาก็อาจจะไม่เหมาะสมกับการนำมาใช้ในงานด้านวิศวกรรมหิน และจะใช้ได้ไม่ดีกับค่าความเค้นอัดฉากบนระนาบผิวยรอยแตกที่มีค่าสูง เพราะกฎของ Coulomb ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง τ กับ σ_n เป็นเส้นตรง แต่ความสัมพันธ์ที่แท้จริงจะเป็นเส้นโค้ง มีวิศวกรหลายท่านได้นำกฎของ Coulomb ไปใช้ในงานประเมินเสถียรภาพและออกแบบ เช่น Bye et al. (2001) นำไปใช้ในการประเมินและออกแบบความลาดเอียงของมวลหินในเหมืองหิน Kawamura and Ogawa (1997) และ Kumsar et al. (1998) นำไปใช้ในการอธิบายถึงการพังของความลาดเอียงของมวลหิน

กฎของ Patton ได้พัฒนามาจากสมการของ Coulomb มีรูปแบบ คือ

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b + i) \quad (2)$$

โดย ϕ_b คือ ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (ของรอยแตกผิวเรียบ) i คือ ค่ามุมของความขรุขระพื้นผิว (Surface roughness) ซึ่งใช้ได้ดีกับพวกหินแข็ง อย่างไรก็ตามเส้นแสดงพฤติกรรมของหินในสมการ Patton ก็ยังไม่คล้ายคลึงกับพฤติกรรมความเสียดทานของรอยแตกในหินที่แท้จริง กล่าวคือ ยังมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงจึงไม่เหมาะกับการนำมาใช้ในงานวิศวกรรมหินในบางกรณี อีกทั้งวิธีการที่จะได้มาซึ่งค่ามุมของความขรุขระพื้นผิวก็มีความยุ่งยากซึ่งจะต้องทำในห้องปฏิบัติการเท่านั้น

กฎของ Fairhurst ซึ่งมีรูปแบบของสมการ คือ

$$\tau = \sigma_j \frac{\sqrt{(1+n)} - 1}{n} \left(1 + n \frac{\sigma}{\sigma_j} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

โดย σ_j คือ ค่าความเค้นอัดของรอยแตก และ n คืออัตราส่วนระหว่างความเค้นอัดกับค่าความเค้นดึงของหิน (σ_c / σ_t) เป็นกฎเกณฑ์ที่ใช้ในการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Intact rock มีลักษณะเส้นแสดงพฤติกรรมคล้ายกับของ Ladanyi and Archambault (1970, 1972) ซึ่งใกล้เคียงกับพฤติกรรมของหิน แต่มีข้อเสียคือ ในทางปฏิบัติต้องอาศัยค่าตัวแปรและค่าคงที่จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งมีค่าใช้จ่ายสูงดังที่กล่าวข้างต้น

กฎของ Barton มีรูปสมการ

$$\tau = \sigma_n \tan \{ \phi_B + JRC \log_{10} (\sigma_j / \sigma_n) \} \quad (4)$$

เป็นกฎเกณฑ์ที่นิยมใช้ในกลุ่มของวิศวกรธรณี เนื่องจากเป็นกฎเกณฑ์ที่เหมาะสมกับการใช้งานวิศวกรรมหิน ง่ายต่อความเข้าใจและการคำนวณ และสามารถเห็นลักษณะทางกายภาพของรอยแตก แต่ก็ยังมีข้อเสียคือ ใช้ได้กับความเค้นอัดจากบนระนาบผิวรอยแตกที่มีค่าต่ำ โดยถ้าความเค้นอัดจากบนระนาบผิวรอยแตกมีค่าสูง เส้นแสดงพฤติกรรมของหินก็จะเป็นแบบเส้นตรงซึ่งไม่ใช่พฤติกรรมของหินอย่างแท้จริง ตัวแปรทุกตัวไม่สามารถหาได้ในภาคสนาม แต่จะต้องมีการทดสอบหาค่าในห้องปฏิบัติการ และมีค่าใช้จ่ายสูงเช่นเดียวกับวิธีของกรณีอื่น ๆ และการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Joint Roughness Coefficient: JRC) ยังขึ้นอยู่กับประสบการณ์ของแต่ละบุคคล จึงมีวิศวกรหลายท่านพยายามปรับปรุงแก้ไขวิธีการใช้งานให้ง่ายขึ้น เช่น Yang et al. (2001) ได้ศึกษาถึงการประเมินค่า JRC โดยใช้ Z_2 (The root mean square of the first derivation of the profile) ใช้ Hurst index ในการประมาณหาค่า JRC ในหินชีสต์ Beer et al. (2002) ศึกษาการประมาณ JRC ด้วยสายตาในแต่ละบุคคลมาเปรียบเทียบกัน (Visual compression) และ Tse and Cruden (1979) ศึกษาถึงวิธีการประมาณค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของรอยแตก เป็นต้น แต่วิธีการประเมินเชิงคณิตศาสตร์เช่นนี้ก็ยังไม่เป็นที่ยอมรับและยังไม่ได้ถูกสอบทานจากกรณีศึกษาที่หลากหลาย

กฎของ Ladanyi and Archambault (1970, 1972) มีรูปสมการ คือ

$$\tau = \frac{\sigma_n (1 - a_s) (\dot{V} + \tan \phi_B) + a_s \cdot \tau}{1 - (1 - a_s) \dot{V} \tan \phi_B} \quad (5)$$

โดย a_s คือ สัดส่วนระหว่างพื้นผิวของรอยแตกทั้งหมดกับพื้นผิวของรอยแตกที่โดนเฉือนออกไป $\dot{\nu}$ คือ ค่า Dilation rate ที่แรงเฉือนสูงสุด เป็นวิธีการที่ให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกใกล้เคียงกับค่าความเป็นจริง และมีเส้นแสดงพฤติกรรมคล้ายกับพฤติกรรมของหินมากที่สุด แต่ก็มีข้อเสียคือ ค่าตัวแปรบางตัวจะหาได้ยาก แม้จะทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ การทดสอบเหล่านี้จะมีค่าใช้จ่ายสูงและมีความซับซ้อน วิธีนี้จึงไม่ได้รับความนิยมมากนัก

จากปัญหาเหล่านี้จึงได้มีวิศวกรหลายท่านได้พยายามศึกษาถึงกลไกการเฉือน และปรับปรุงให้ง่ายต่อการนำไปใช้ เช่น Balazs (1998) ได้ทำการศึกษาหาเกณฑ์การวิบัติของแรงเฉือนในหินโดยศึกษาถึงความสัมพันธ์ของความแตกต่างของแรงตั้งฉาก (Different constant normal load) กับอัตราการขยายตัวของรอยแตก Grasselli and Egger (2000) ศึกษาถึงลักษณะสามมิติทางสัณฐานวิทยา (Three-Dimension Morphology) ของพื้นผิวความขรุขระของรอยแตกและนำไปสร้างสมการความสัมพันธ์เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak Shear Strength)

ข้อสังเกตประการหนึ่งสำหรับกฎเกณฑ์ที่ใช้กันอยู่ทั้ง 5 กฎคือ ทุกกฎจะต้องอาศัยคุณสมบัติของรอยแตกของหินที่จะต้องวัดหรือคำนวณจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยสรุปแล้วแต่ละกฎเกณฑ์จะมีข้อดีและข้อเสียที่ต่างกัน เช่น กฎของ Coulomb และกฎของ Patton ถึงแม้จะง่ายและสะดวกที่จะนำไปใช้ แต่ก็ไม่สามารถอธิบายการเสียดทานของรอยแตกในหินที่อยู่ภายใต้ความเค้นกดสูง ๆ ได้ (เพราะกฎทั้งสองมีความสัมพันธ์ระหว่าง τ กับ σ_n เป็นเส้นตรง) ส่วนกฎของ Fairhurst และของ Ladanyi and Archambault จะใช้อธิบายพฤติกรรมของความเสียดทานของรอยแตกในหินได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด แต่ตัวแปรและสัมประสิทธิ์ต่าง ๆ ที่ใช้อยู่ในกฎเหล่านั้นไม่ง่ายต่อการที่จะได้มาซึ่งแม้จะมีการทดสอบในห้องปฏิบัติการอย่างมากก็ตาม

จากเหตุผลดังกล่าวข้างต้นจึงจำเป็นต้องมีการพัฒนากฎกำลังเฉือนในรูปแบบใหม่ที่สามารถอธิบายพฤติกรรมของความเสียดทานของรอยแตกในหินได้ใกล้เคียง หรือค่าคงที่ต่าง ๆ ที่จะใช้ในกฎเดิมต้องสามารถกำหนดได้ง่ายสำหรับหินแต่ละชนิดและแต่ละคุณลักษณะเชิงกลศาสตร์ และโดยเฉพาะอย่างยิ่งค่าคงที่ต่าง ๆ ควรจะกำหนดได้ในภาคสนามอย่างแม่นยำโดยไม่จำเป็นต้องทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ การพัฒนาองค์ความรู้ดังกล่าวจะสามารถลดค่าใช้จ่ายในการประเมินเสถียรภาพและการออกแบบในงานวิศวกรรมหินของประเทศไทย (เช่น การสร้างเขื่อน ตัดถนน ทางรถไฟ อุโมงค์ต่าง ๆ เป็นต้น)

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือ เพื่อพัฒนากฎความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์เพื่อแสดงกำลังแรงเฉือนสูงสุดของรอยแตกในหิน (Joint shear strength) ให้อยู่ในฟังก์ชันของความเค้นในแนวตั้งฉากของรอยแตกและของคุณสมบัติเฉพาะเชิงกลศาสตร์ของรอยแตก ซึ่งคุณสมบัติเหล่านี้ต้อง

สามารถกำหนดได้ในภาคสนามจากลักษณะเชิงศิลาวิทยาและเชิงกายภาพของหินและของรอยแตก ด้วยกฎความสัมพันธ์นี้วิศวกรหรือนักธรณีวิทยาสามารถใช้คำนวณพฤติกรรมความเสียหายของรอยแตกโดยไม่ต้องทำการทดสอบคุณสมบัติของรอยแตกในห้องปฏิบัติการ ซึ่งจะส่งผลให้เกิดความสะดวก รวดเร็ว และประหยัดค่าใช้จ่ายในงานวิศวกรรมหินที่เกี่ยวข้อง

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

จากผลการวิจัยที่เสนอมานี้มีหลายด้าน ซึ่งสามารถสรุปเป็นหัวข้อได้ดังต่อไปนี้

ทางด้านเศรษฐศาสตร์

ลดค่าใช้จ่ายด้านการทดสอบคุณสมบัติของหิน การใช้เกณฑ์ความสัมพันธ์แบบใหม่จะสามารถประหยัดค่าใช้จ่ายได้ประมาณ 80-90% กล่าวคือ การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกหินด้วยเครื่อง Direct Shear machine ซึ่งต้องทำในห้องทดลอง จะต้องมีการเก็บตัวอย่างขนส่งมายังห้องปฏิบัติการ เตรียมตัวอย่าง และทดสอบ โดยต้องเป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐาน (ASTM standards) การทดสอบดังกล่าวจะมีราคาสูงและใช้เวลานานเนื่องจากมีกระบวนการที่ค่อนข้างซับซ้อน เครื่องมือที่จะนำมาใช้ในการทดสอบก็มีราคาสูง ซึ่งในเมืองไทยมีเพียง 5 สถาบันเท่านั้นที่มีเครื่องมือที่สามารถทำการทดสอบหินชนิดนี้ได้อย่างสมบูรณ์แบบ คือ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย Asian Institute of Technology มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ศูนย์รังสิต มหาวิทยาลัยขอนแก่น และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ดังนั้น ค่าใช้จ่ายต่อ 1 ตัวอย่างหินจะมีราคาอยู่ในระดับ 5,000-10,000 บาท

ด้วยกฎเกณฑ์ความสัมพันธ์แบบใหม่จะสามารถลดค่าใช้จ่ายดังกล่าวข้างต้นได้ โดยสามารถดำเนินการทุกขั้นตอนในภาคสนามได้

ทางด้านวิศวกรรมออกแบบ

การออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมหิน เช่น งานฐานรากของเขื่อนหรือสะพาน งานชุดเจาะอุโมงค์ งานตัดถนน และเหมืองเปิด ที่ต้องกระทำในชั้นหินหรือมวลหิน มีความจำเป็นต้องรู้คุณสมบัติทางกลศาสตร์ของรอยแตกในมวลหินเชิงกำลังรับแรงเฉือนในบริเวณที่ทำการก่อสร้าง เพื่อนำมาคำนวณเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของโครงสร้างนั้น ๆ หลักการและข้อปฏิบัติในปัจจุบัน คือ ทำการคัดเลือกตัวอย่างหิน ซึ่งอาจจะได้มาจากการชุดเจาะในงานฐานรากหรือเก็บมาจากหินโผล่ (Outcrop) โดยตัวอย่างที่เลือกมานั้นจะต้องครอบคลุมพื้นที่และความลึกของโครงสร้างนั้นมากที่สุดเท่าที่จะทำได้ ซึ่งโดยส่วนใหญ่ปริมาณหรือจำนวนตัวอย่างหินที่จะนำมาทดสอบจะถูกจำกัดด้านค่าใช้จ่ายในการทดสอบ ทำให้มีราคาค่อนข้างสูง ประกอบกับสถาบันที่สามารถทำการทดสอบด้านกลศาสตร์หินเชิงกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกให้ได้มาตรฐานและครบถ้วนในประเทศไทยยังมีน้อย ในกรณีที่พื้นที่ก่อสร้างมีความแปรปรวนของคุณสมบัติทางกลศาสตร์หินสูง ผลการทดสอบที่มี

ตัวอย่างหินจำนวนน้อยหรือไม่ครอบคลุมพื้นที่ก็อาจจะไม่เป็นตัวแทนของคุณสมบัติของชั้นหินได้อย่างแท้จริง แต่ด้วยผลงานวิจัยนี้วิศวกรสามารถคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในพื้นที่ได้ละเอียดมากขึ้น เนื่องจากจะใช้เวลาและค่าใช้จ่ายลดลง ทำให้ครอบคลุมพื้นที่ และศึกษาได้ครบถ้วน

ทางการพัฒนาองค์ความรู้ใหม่ของประเทศ

ดังได้กล่าวมาแล้วว่าการประเมินคุณสมบัติทางกลศาสตร์เชิงกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกจากข้อมูลภาคสนาม ประกอบด้วยลักษณะทางศิลาวิทยาและคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์หินที่สำคัญที่ได้จากภาคสนาม ซึ่งถูกนำมาสร้างเป็นกฎเกณฑ์ใหม่ที่แก้ไขจุดบกพร่องของกฎเกณฑ์เก่า ๆ หรือปัญหาด้านการทดสอบ ซึ่งแนวคิดนี้ยังไม่มีนักวิจัยผู้ใดได้คิดหรือริเริ่มมาก่อนไม่ว่าจะในประเทศหรือต่างประเทศ องค์ความรู้ใหม่ที่ได้จากงานวิจัยนี้จึงมีความสำคัญมากในแง่ของการพัฒนาประเทศด้านงานก่อสร้างทางวิศวกรรมหินของประเทศไทยให้มีการพัฒนาอย่างยั่งยืน มีประสิทธิภาพและที่สำคัญที่สุดคือวิศวกรที่เกี่ยวข้องในอนาคตจะได้องค์ความรู้ที่พัฒนาขึ้นจากประเทศของเราเอง

หน่วยงานที่จะนำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

ผลการวิจัยที่เสนอมานี้จะมีประโยชน์อย่างมากและโดยตรงกับหลายหน่วยงาน ทั้งภาครัฐและเอกชน รวมไปถึงสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา

หน่วยงานในภาครัฐประกอบด้วยหน่วยงานที่ทำงานเกี่ยวกับการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น การสร้างเขื่อน การสร้างอุโมงค์ เหมืองแร่บนดินและใต้ดิน ถนน ทางรถไฟ การสำรวจและผลิตน้ำมันและก๊าซธรรมชาติ สะพานและตึกขนาดใหญ่ที่มีฐานรากอยู่ในหิน หน่วยงานเหล่านี้ คือ กรมทรัพยากรธรณี กรมชลประทาน การไฟฟ้าฝ่ายผลิต การปิโตรเลียม กรมทางหลวง กรมโยธาธิการ และการรถไฟแห่งประเทศไทย เป็นต้น

หน่วยงานในภาคเอกชนจะประกอบด้วย บริษัทที่ประกอบการทางด้านการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น บริษัทที่ปรึกษา บริษัทผู้รับเหมา บริษัทผู้ออกแบบและบริษัทที่ให้บริการด้านการทดสอบคุณสมบัติของหิน

ส่วนสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธาจะสามารถนำข้อเสนอทางด้านทฤษฎีใหม่นี้ไปใช้ได้โดยตรง โดยนำไปทำการศึกษาต่อ หรือทำการปรับปรุงเพื่อให้มีความแม่นยำและถูกต้องมากขึ้น หรือนำไปประยุกต์ให้มีข้อจำกัดของทฤษฎีน้อยลง การปรับปรุงทฤษฎีนี้สามารถทำได้ในระดับการศึกษาชั้นสูง เช่น บัณฑิตศึกษา เป็นต้น

บทที่ 1

การทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

เนื้อหาในบทนี้เสนอผลการทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง ซึ่งหัวข้อหรือองค์ความรู้ที่นำมาทบทวนและศึกษาประกอบด้วย กฎกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหิน บีจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนและการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือน

1.1 กฎกำลังรับแรงเฉือน

การศึกษาความเสียดทานของรอยแตกในหิน เป็นศาสตร์ที่สำคัญอันหนึ่งในวิชากลศาสตร์หิน ทั้งนี้เนื่องจากความเสียดทานและผลกระทบของความเสียดทานจะมีอยู่ในทุกขนาดของหิน เริ่มตั้งแต่ขนาดเล็ก เช่น การแตกและการเลื่อนตัวในผลึกของแร่ประกอบหิน ไปถึงขนาดใหญ่ขึ้น เช่น การแตกของตัวอย่างหิน โดยมีรอยแตกผ่านระหว่างผลึกของแร่ไปจนถึงขนาดใหญ่มาก เช่น การแตกหรือการเลื่อนตัวของรอยแยกบนเปลือกโลก (Fault) ความรู้และความเข้าใจที่เกี่ยวกับคุณสมบัติและพฤติกรรมของความเสียดทานของรอยแตกในหิน ได้นำมาประยุกต์ใช้ในหลายสาขาวิชาที่เกี่ยวข้องกับวิศวกรรมหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งการวิเคราะห์และประเมินเสถียรภาพของโครงสร้างต่าง ๆ ในมวลหิน เช่น ความลาดชันของชั้นหิน (Rock slope stability) อุโมงค์ในชั้นหิน (Underground excavation in rock) และฐานรากบนชั้นหิน (Foundations on rock) ศาสตร์ต่าง ๆ เหล่านี้คือพื้นฐานของวิศวกรรมหิน รวมไปถึงการทำเหมืองเปิด การตัดถนน การทำเหมืองใต้ดิน การเจาะอุโมงค์ทางน้ำ ฐานรากของเขื่อนใหญ่ ฐานรากของสะพาน เป็นต้น

ในบทนี้จะกล่าวถึงการพัฒนาทฤษฎีของความเสียดทานตั้งแต่ขั้นพื้นฐานไปจนถึงทฤษฎีที่ใช้เฉพาะในวิศวกรรมหินที่เกี่ยวข้อง

1.1.1 กฎของ Amonton

กฎของ Amonton (Jaeger and Cook, 1979) เริ่มจาก มีวัตถุสองชิ้นที่มีพื้นระนาบสัมผัสกัน มีพื้นที่สัมผัสเท่ากับ A มีแรงที่กระทำเท่ากับ W กดวัตถุทั้งสองให้แนบกันและมีแนวตั้งฉากอยู่กับพื้นที่สัมผัสนั้น ต่อมาเมื่อมีแรงเฉือน F พยายามที่จะเลื่อนพื้นสัมผัสนั้น ความสัมพันธ์นี้สามารถเขียนได้เป็น

$$F = \mu W \quad (1.1)$$

โดยที่ μ คือสัมประสิทธิ์ของความเสียดทาน ค่านี้จะขึ้นกับคุณลักษณะของวัตถุนั้น ๆ และคุณลักษณะของพื้นผิวที่สัมผัสกัน โดยทั่วไปแล้วจากการทดสอบพบว่าค่า μ จะไม่ขึ้นกับ A และ W จากสมการ (1.1) นำมาหารด้วยพื้นที่สัมผัส A จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวเฉือนกับความเค้นในแนวตั้ง คือ

$$\tau = \mu\sigma \quad (1.2)$$

กฎและหลักการของความเสียดทานมีมากมาย ส่วนใหญ่ได้พัฒนามาจากการศึกษาความเสียดทานของโลหะ ถึงแม้คุณลักษณะของโลหะและหินจะต่างกันแต่กฎเกณฑ์ที่ถูกพัฒนามาบางข้อสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการศึกษาความเสียดทานระหว่างรอยแตกของหินได้ กฎข้อหนึ่งคือกฎของการยกกำลัง (Power law)

$$F = \mu_0 W^m \quad (1.3)$$

โดย m เป็นค่าคงที่ มีค่าอยู่ระหว่าง $2/3$ ถึง 1 กฎง่าย ๆ อีกข้อหนึ่งที่สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดลองคือ

$$\tau = \mu_0 \sigma^m \quad (1.4)$$

กฎนี้ถูกค้นพบโดย Murrell (1965) และอีกกฎหนึ่งถูกพัฒนาโดย Jaeger (1959) ซึ่งเป็นกฎเชิงเส้นตรง หรือเรียกโดยทั่วไปว่าเป็นกฎของ Coulomb คือ

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (1.5)$$

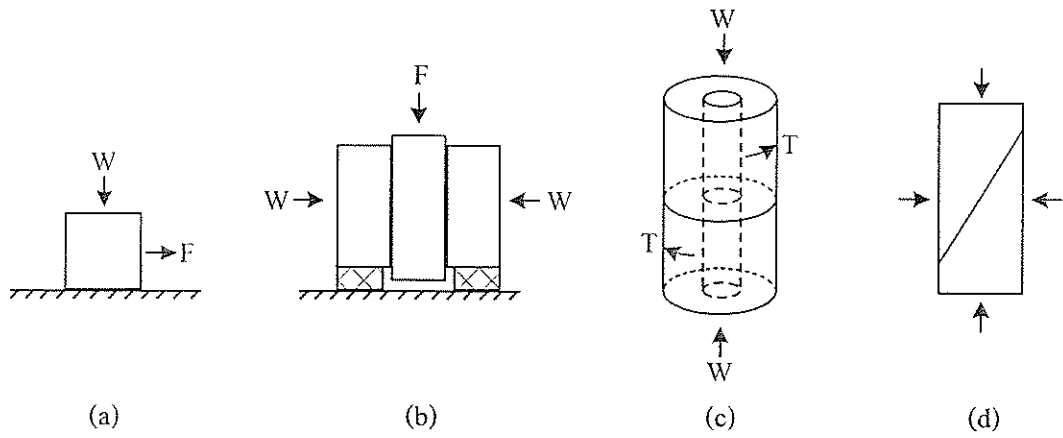
โดยที่ c และ μ เป็นค่าคงที่ ในที่นี้จะเรียก c ว่า “ความเค้นยึดติด” (Cohesion) กฎนี้จะสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดลอง โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อความเค้นในแนวตั้งจากมีค่าต่ำ ตารางที่ 1.1 แสดงตัวอย่างของค่า μ และ c สำหรับหินบางชนิด

1.1.2 กฎของ Coulomb

การศึกษาความเสียดทานของรอยแตกในหินนั้นสิ่งสำคัญประการหนึ่งคือ จะต้องสำรวจดูว่ารอยแตกนั้นเป็นรอยแตกใหม่ที่เกิดขึ้น โดยยังไม่มี การเคลื่อนตัวของหินที่อยู่ทั้งสองข้างของรอยแตก หรือเป็นรอยแตกเก่าที่มีการเคลื่อนตัวของหินมาแล้วในอดีต การทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการศึกษาหาค่าสัมประสิทธิ์ของความเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดมีอยู่ด้วยกันหลายวิธีดังในรูปที่ 1.1 การทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ กันจะมีข้อได้เปรียบและเสียเปรียบต่างกันออกไป

ตารางที่ 1.1 ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน μ และค่าความเค้นยึดติด c ของหินบางชนิด
(จาก กิตติเทพ เพ็องขจร, 2546)

ชนิดของหิน	μ	c (kPa)
Granite	0.64	310
Gabbro	0.66	380
Trachyte	0.68	410
Sandstone	0.51	275
Marble	0.75	1,100



รูปที่ 1.1 การทดสอบในรูปแบบต่างๆ กันเพื่อหาค่าความเสียหายของรอยแตกในหิน
(จาก Jaeger and Cook, 1979)

ถ้านำค่าความเค้นที่ด้านอยู่ในแนวเฉือน (τ) มาสัมพันธ์กับความเค้นที่กดอยู่ในแนวตั้งฉาก จะเห็นได้ว่า กฎของ Coulomb จะสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดลอง ดังนั้น กฎนี้จะนำมาอธิบายโดยละเอียดในบทนี้ การเคลื่อนตัวของรอยแตกในหินแบบสองมิติสามารถนำมาวิเคราะห์ได้อย่างง่าย ในขั้นตอนนี้สมมติให้กฎเกณฑ์ของการเคลื่อนตัวเป็นไปตามกฎของ Coulomb กล่าวคือ

$$|\tau| = c + \mu\sigma \quad (1.6)$$

โดยที่ค่า σ และ τ เป็นความเค้นตั้งฉากและความเค้นเฉือน ซึ่งสามารถแสดงค่าทั้งสองในรูปของความเค้นในแกนหลักได้ดังนี้

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\beta \quad (1.7)$$

$$\tau = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\beta \quad (1.8)$$

หรืออีกนัยหนึ่ง $\sigma = \sigma_m + \tau_m \cos 2\beta \quad (1.9)$

$$\tau = -\tau_m \sin 2\beta \quad (1.10)$$

โดยที่ σ_m เป็นความเค้นเฉลี่ย และ τ_m เป็นความเค้นในแนวเฉือนที่สูงสุด และ β เป็นมุมระหว่าง σ กับ σ_1

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2), \quad \tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (1.11)$$

ถ้าให้ $\mu = \tan \phi \quad (1.12)$

โดยที่ ϕ เป็นมุมเสียดทาน เมื่อแทนค่าสมการ (1.9) และ (1.10) ลงในสมการ (1.6) จะได้

$$\tau_m \{ \sin 2\beta - \tan \phi \cos 2\beta \} = S_0 + \sigma_m \tan \phi \quad (1.13)$$

$$\tau_m = (\sigma_m + S_0 \cot \phi) \tan \delta \quad (1.14)$$

$$\tan \delta = \sin \phi \operatorname{cosec} (2\beta - \phi) \quad (1.15)$$

ในทางกลับกันจากสมการ (1.11) และสมการ (1.13) สามารถเขียนได้เป็น

$$\sigma_1 [\sin (2\beta - \phi) - \sin \phi] - \sigma_2 [\sin (2\beta - \phi) + \sin \phi] = 2S_0 \cos \phi \quad (1.16)$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{2S_0 + 2\mu\sigma_2}{(1 - \mu \cot \beta) \sin 2\beta} \quad (1.17)$$

$$\sigma' = \frac{2S_o \cot \phi}{(1 - k) \sin (2\beta - \phi) \operatorname{cosec} \phi - (1 + k)} \quad (1.18)$$

$$k = \sigma_2 / \sigma_1 \quad (1.19)$$

สมการทั้งหมดที่แสดงให้เห็นข้างต้นได้พัฒนามาจากกฎของ Coulomb เพียงกฎเดียว แต่ได้แสดงในรูปของตัวแปรที่ต่างกัน ซึ่งจะมีประโยชน์มากในการประยุกต์ใช้เพื่ออธิบายการเคลื่อนตัวของรอยแตกในหิน

ผลกระทบของความดันน้ำในรอยแตกของหินสามารถนำมาพิจารณาในกฎของ Coulomb ได้โดยใช้แนวคิดที่ว่า ความดันน้ำจะลดความเค้นเฉือนสูงสุดโดยการมีส่วนไปลดค่าความเค้นในแนวตั้งบนรอยแตกนั้น ๆ

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (1.20)$$

หรือ
$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \quad (1.21)$$

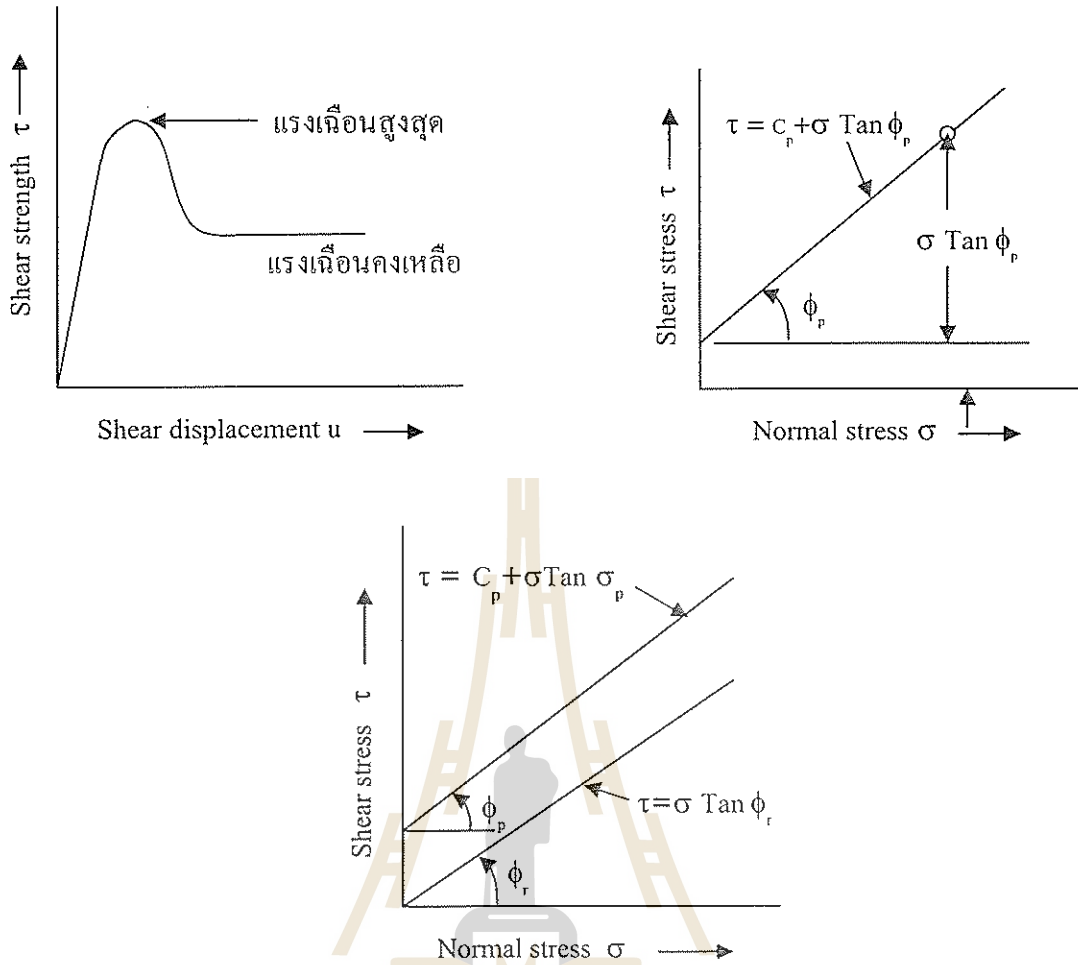
โดยที่ u คือ ค่าความดันของน้ำในรอยแตกของหิน ค่า σ' คือ ค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) และมีค่าเท่ากับ $(\sigma - u)$

การวิเคราะห์ความต้านแรงเฉือนของรอยแตกในหิน (Joint shear strength) ในรูปแบบของ Coulomb บางครั้งจะมีการพิจารณาในสองประเด็นคือ ความต้านแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) และความต้านแรงเฉือนคงเหลือ (Residual shear strength) แรงเฉือนสูงสุดจะเกิดขึ้นทันทีหลังจากที่มีการเคลื่อนตัวของรอยแตก จากนั้นแล้วถ้ายังคงมีการเคลื่อนตัวอย่างต่อเนื่องความต้านแรงเฉือนจะลดลง เนื่องจากความขรุขระของรอยแตกได้ลดลงโดยการบดของหินที่อยู่บนผิวรอยแตกนั้น ๆ ดังนั้น กฎของ Coulomb จึงแยกออกเป็นสองส่วนเพื่อที่จะอธิบายพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของรอยแตกในทั้งสองระดับ (ดังรูปที่ 1.2)

$$\tau = c_p + \sigma \tan \phi_p \quad (1.22)$$

$$\tau = \sigma \tan \phi_r \quad (1.23)$$

สมการ (1.22) จะใช้สำหรับความเค้นเฉือนสูงสุด และสมการ (1.23) จะใช้สำหรับความเค้นเฉือนคงเหลือ ค่า c_p คือความเค้นยึดติดสูงสุด ค่า ϕ_p และ ϕ_r คือ มุมของความเสียดทานสำหรับความเค้นเฉือนสูงสุดและความเค้นคงเหลือตามลำดับ โดยส่วนใหญ่แล้ว ϕ_r จะน้อยกว่า ϕ_p



รูปที่ 1.2 การพิจารณาแรงเฉือนสูงสุด และแรงเฉือนคงเหลือสำหรับรอยแตกของหิน โดยใช้กฎของ Coulomb (ดัดแปลงมาจาก Jaeger and Cook, 1979)

1.1.3 กฎอื่นๆ สำหรับความเสียดทานของรอยแตกในหิน

เป็นที่ทราบกันดีว่า ข้อจำกัดอันหนึ่งของกฎ Coulomb คือความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นในแนวตั้งจำเป็นต้องเป็นเส้นตรง จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการพบว่า ภายใต้ความเค้นที่ตั้งฉากกับรอยแตกที่สูงขึ้น ความสัมพันธ์นี้จะเป็นเส้นโค้ง ได้มีนักวิจัยหลายท่านเสนอกฎใหม่ขึ้น ซึ่งส่วนใหญ่ได้พัฒนามาจากกฎของ Coulomb แต่จะทำให้ซับซ้อนขึ้นโดยการเพิ่มตัวแปรเข้าไปในความสัมพันธ์เดิม

Patton (1966) เสนอว่าถ้าแรงเฉือนไม่ขนานกับผิวของรอยแตก และแรงกดไม่ตั้งฉากกับรอยแตก ค่าความเค้นเฉือนและความเค้นในแนวตั้ง (ดังรูปที่ 1.3) ในกรณีนี้สามารถเขียนได้เป็น

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma \sin i \cos i \quad (1.24)$$

$$\sigma_i = \sigma \cos^2 i + \tau \sin i \cos i \quad (1.25)$$

ถ้ารอยแตกของหินอันหนึ่งมีค่าความเค้นยึดติดเป็นศูนย์ ความสัมพันธ์ระหว่าง τ และ σ จะเป็น

$$\tau_i = \sigma_i \tan \phi \quad (1.26)$$

ดังนั้น ความสัมพันธ์ระหว่าง τ และ σ จะกลายเป็น

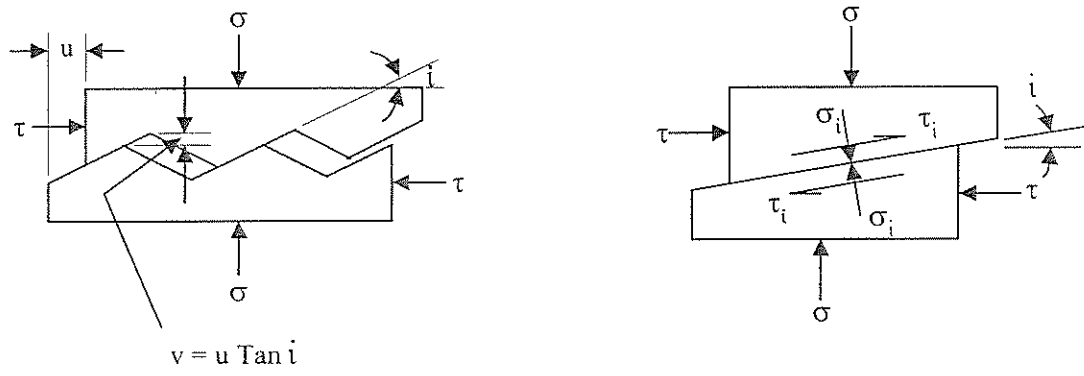
$$\tau = \sigma \tan (\phi + i) \quad (1.27)$$

โดยที่ i จะเป็นค่าเฉลี่ยความชันของความขรุขระบนผิวรอยแตก หรือเรียกโดยย่อว่า “มุมของความขรุขระ” (Roughness angle)

Ladanyi and Archambault (1970, 1972) เสนอกฎเพื่ออธิบายการเลื่อนของรอยแตกในหิน โดยกฎนี้จะสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในกรณีที่ความเค้นในแนวตั้งฉากกับรอยแตกของหินมีค่าต่ำถึงสูง

$$\tau = \frac{\sigma(1 - a_s)(v + \tan \phi) + a_s \cdot \tau_r}{1 - (1 - a_s)v \tan \phi} \quad (1.28)$$

โดยที่ a_s เป็นสัดส่วนพื้นที่ของรอยขรุขระที่ถูกเฉือนออกไป เมื่อเทียบกับพื้นที่ทั้งหมดของรอยแตกในหินนั้น ค่า v เป็นอัตราการกระดกของหิน $\left(\frac{\partial v}{\partial u}\right)$ ในแนวที่ตั้งฉากกับรอยแตกในจุดที่ค่าความเค้นในแนวเฉือนถึงจุดสุดขั้ว ค่า τ_r เป็นค่าความเค้นสูงสุดในแนวเฉือนของเนื้อหิน ในกรณีที่ค่า



รูปที่ 1.3 ความหมายของตัวแปรที่ใช้ในกฎของ Patton (จาก Hoek and Bray, 1981)

ความเค้นในแนวตั้งมีค่าค่า a_s จะมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ และค่า v จะมีค่าเข้าใกล้ค่า $\tan i$ สมการ (1.28) ก็จะกลับไปเป็นสมการ (1.27) ในกรณีที่ค่าความเค้นในแนวตั้งมีค่าสูง ค่า a_s จะมีค่าเข้าใกล้หนึ่ง และค่า τ จะมีค่าเข้าใกล้ τ_r Fairhurst (1964) ได้เสนอค่า τ_r ไว้ดังนี้

$$\tau_r = \sigma_j \frac{\sqrt{1+n}-1}{n} \left(1 + n \frac{\sigma}{\sigma_j} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.29)$$

โดยที่ค่า σ_j คือ ค่าความเค้นสูงสุดในการกดแกนเดียวของเนื้อหินที่ติดอยู่กับรอยแตกนั้น ค่า n คือ อัตราส่วนระหว่างความเค้นสูงสุดในการกดแกนเดียวต่อความเค้นสูงสุดในการดึงแกนเดียว หินส่วนใหญ่จะมีค่า n ประมาณ 10

ค่า v ไม่สามารถหาได้ง่ายถึงแม้จะทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็ตาม Ladanyi and Archambault ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่าตัวแปรนี้โดยประมาณไว้คือ

$$v = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_j} \right)^K \tan i \quad (1.30)$$

ส่วนค่า a_s จะหาได้จาก

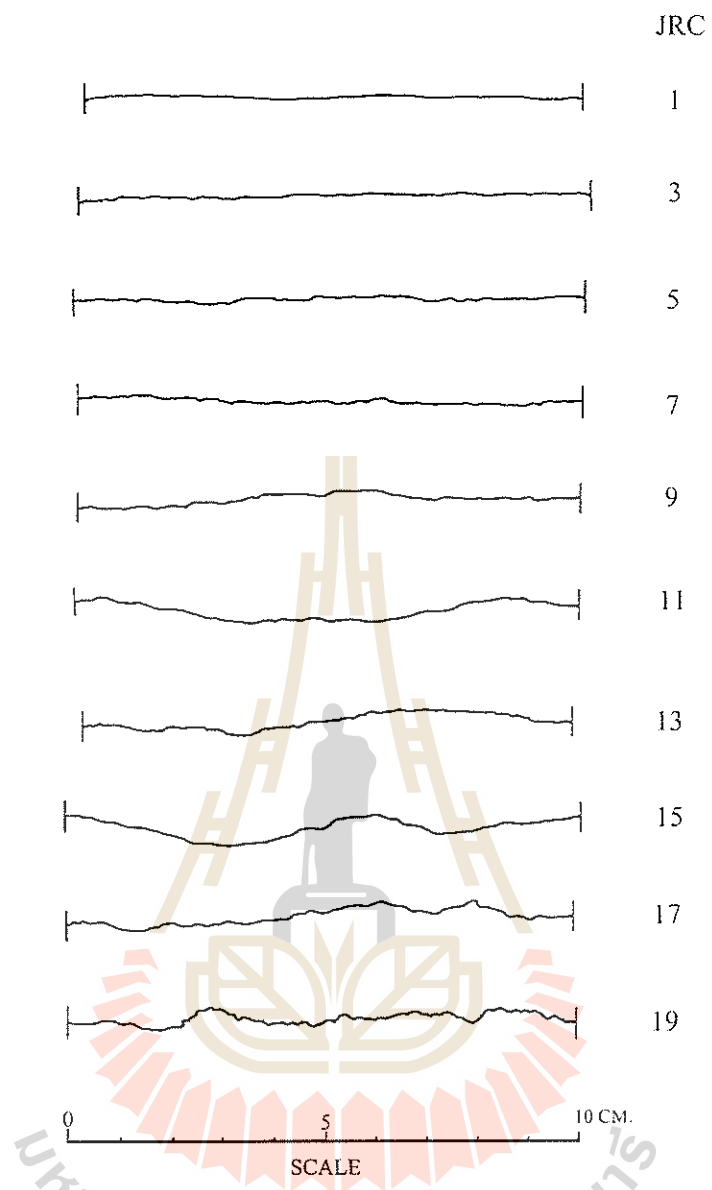
$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_j} \right)^L \quad (1.31)$$

โดยที่ ถ้าผิวหินมีความขรุขระสูง K มีค่าเท่ากับ 4 และ L มีค่าเท่ากับ 1.5

Barton (1973) ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่าความเค้นในแนวเฉือนในรูปของค่าคงที่ JRC หรือเรียกว่า “ค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ” ซึ่งสามารถประเมินได้จากความขรุขระของรอยแตกในหินนั้น ดังรูปที่ 1.4

$$\tau = \sigma \tan \left(\phi_b + JRC \cdot \text{Log} \frac{\sigma_j}{\sigma} \right) \quad (1.32)$$

โดยที่ค่า ϕ_b คือค่า “มุมของความเสียดทานพื้นฐาน” ดังตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 1.2 กฎของ Barton จะใช้ได้ดีและน่าเชื่อถือในทางปฏิบัติ ด้วยเหตุผลประการหนึ่งคือ ค่ามุมของความเสียดทานรวมได้ถูกประเมินมาจากลักษณะทางกายภาพที่แท้จริง (ความขรุขระ) ของรอยแตกในหินนั้น



รูปที่ 1.4 ค่า JRC ที่สัมพันธ์กับความขรุขระของรอยแตกในหินในระดับต่าง ๆ
(จาก Hoek and Bray, 1981)

ตารางที่ 1.2 ตัวอย่างค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (Basic Friction Angle) ของหินต่าง ๆ
(จาก กิตติเทพ เพ็องขจร, 2546)

ชนิดของหิน	ϕ_b (องศา)	ชนิดของหิน	ϕ_b (องศา)
Amphibolite	32	Granite (coarse grain)	31 – 35
Basalt	31 – 38	Limestone	33 – 40
Conglomerate	35	Porphyry	31
Chalk	30	Sandstone	25 – 35
Dolomite	27 – 31	Shale	27
Gneiss (schistose)	23 – 29	Siltstone	27 – 31
Granite (fine grain)	29 – 35	Slate	25 – 30

1.2 ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน

ความขรุขระของผิวรอยแตก ความเค้นตั้งฉาก ความเค้นยึดติด และมุมเสียดทานเป็นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนของรอยแตก โดยทั่วไปหินที่มีลักษณะของผิวรอยแตกขรุขระจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าหินที่มีผิวรอยแตกเรียบ ความเค้นตั้งฉากหรือแรงกดตั้งฉากที่กระทำกับผิวของรอยแตกหากมีค่าสูงก็จะทำให้กำลังรับแรงเฉือนมีค่าสูงตามไปด้วย ความเค้นยึดติดของรอยแตกจะมีความสำคัญเมื่อผิวของรอยแตกมีลักษณะเป็นผิวขรุขระและยังไม่เกิดการเลื่อนไถลของรอยแตก มุมเสียดทานจะถูกกำหนดเป็นค่าคงที่ที่ขึ้นกับหินแต่ละชนิด ซึ่งหินที่มีค่ามุมเสียดทานสูงจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าหินที่มีค่ามุมเสียดทานต่ำ

1.2.1 ความขรุขระของผิวรอยแตก

ความขรุขระของผิวรอยแตกคือความไม่ราบเรียบและลักษณะความเป็นคลื่นลอนของพื้นผิวรอยแตกที่สัมพันธ์กับค่าเฉลี่ยของระนาบที่ทำการวัด ซึ่งเป็นลักษณะตามธรรมชาติที่มีความสำคัญต่อกำลังรับแรงเฉือน โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับรอยแตกที่เกิดจากการเลื่อนประสานติดกันแน่น และรอยแตกที่ไม่มีวัสดุแทรก Barton (1972, 1973, 1976) และ Barton and Choubey (1977) เสนอค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของรอยแตก เพื่ออธิบายความขรุขระของพื้นผิว โดยมีค่าดัชนีตั้งแต่ 0 ถึง 20 การวัดค่านี้ใช้การประมาณด้วยการเปรียบเทียบโดยตรงกับลักษณะของความขรุขระที่แสดงไว้หรือใช้วิธีการโดยอ้อม Barton and Bandis (1990) พิจารณาผลกระทบที่เกิดจากขนาดของรอยแตกต่อค่า JRC และได้เสนอค่า JRC สำหรับรอยแตกที่มีขนาดใหญ่ International Society for Rock Mechanics (ISRM) ได้แนะนำลักษณะโดยทั่วไปที่ใช้เรียกพื้นผิวที่ไม่ต่อเนื่องคือ Unevenness ใช้สำหรับพื้นผิวที่มีลักษณะเป็นคลื่นลอนขนาดเล็ก และ Waviness จะใช้สำหรับลักษณะพื้นผิวที่เป็นคลื่นลอนขนาดใหญ่

Deere and Miller (1966) เสนอว่าความแข็งแรงของผนังรอยแตก (JCS) ซึ่งเป็นองค์ประกอบที่มีความสำคัญต่อกำลังรับแรงเฉือนและการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง โดยเฉพาะเมื่อผนังของรอยแตกสัมผัสกันอยู่และไม่มีวัสดุแทรก การเลื่อนของรอยแตกโดยแรงเฉือนที่เกิดในมวลหินบ่อยครั้งส่งผลกระทบต่อพื้นที่ผิวสัมผัสเล็ก ๆ ของความขรุขระ โดยจะทำให้ความเค้นอัดมีค่าใกล้เคียงหรือเท่ากับกำลังอัดสูงสุดของผนังรอยแตกจะรับได้ มีผลทำให้ผิวของความขรุขระเล็ก ๆ นี้เกิดความเสียหาย Brown (1981) ได้แนะนำวิธีสำหรับการประมาณค่า JRC ด้วยการ ใช้ Schmidt hammer วิธีนี้เกี่ยวข้องกับชนิดของหิน ทิศทางของการวัดและความแข็งของหัวกด (Schmidt Hardness) Barton and Bandis (1993) ได้ทำการศึกษาผลกระทบของขนาดต่อค่า JRC ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าความแข็งแรงของผนังรอยแตกจะลดลงเมื่อหินมีขนาดใหญ่ขึ้น และยังได้เสนอการปรับแก้จากผลกระทบของขนาดในรูปความยาวของตัวอย่างหินและขนาดของหินในภาคสนามด้วย

Zhao (1988, 1997) และ Zhao and Zhou (1992) ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์ความเข้ากันได้ของรอยแตก (Joint Matching Coefficient, JMC) ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากจำนวนร้อยละของผิวรอยแตกที่สัมผัสกันพอดี โดยผลสรุปแสดงให้เห็นว่าค่า JMC เป็นตัวแปรที่มีความสำคัญต่อการเปิด การปิด ความยืดหยุ่น กำลังรับแรงเฉือน และค่าความซึมผ่านของรอยแตก เมื่อนำมาใช้ร่วมกับ JRC

จากการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องแสดงให้เห็นว่าความขรุขระของพื้นผิวรอยแตกจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกมีค่าสูงขึ้น JRC เป็นค่าที่ได้จากการศึกษาลักษณะของรอยแตก และมีการนำไปใช้กันอย่างกว้างขวางเพื่อใช้ในการอธิบายลักษณะพื้นผิวของรอยแตก เพราะสามารถใช้ได้ง่าย การวัดค่าโดยการเปรียบเทียบลักษณะที่ปรากฏของผิวรอยแตกกับค่ามาตรฐาน

1.2.2 ความเค้นตั้งฉาก

Vasarhelyi (1999) ได้ทำการศึกษาลักษณะของแรงกดตั้งฉาก (Normal stress) คงที่ ที่มีผลต่ออัตราการกระดก (Dilation) ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่ามุมของการกระดกที่วัดได้จะมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มแรงกดตั้งฉาก แบบจำลองที่ใช้แสดงลักษณะพฤติกรรมการเฉือนของรอยแตกจะเป็นแบบจำลองที่พิจารณาถึงสถานะความเป็นจริงของมวลหินเพื่อทำความเข้าใจลักษณะการเปลี่ยนแปลงของความเค้นตั้งฉากเพื่อให้สามารถคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนได้อย่างถูกต้อง พฤติกรรมเช่นนี้สามารถแสดงลักษณะได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากกว่าวิธีแบบเดิมที่เป็นแบบควบคุมแรงกดตั้งฉากคงที่ ในกรณีนี้สมการของ Ladanyi and Archambault (1970) สามารถแสดงพฤติกรรมได้อย่างถูกต้อง ในขณะที่สมการของ Patton (1966) และ Haberfield and Johnston (1994) ให้ผลที่ผิดพลาด ซึ่งหมายความว่าสมการของ Ladanyi and Archambault (1970) เป็นสมการที่มีความเหมาะสมและยังคงใช้ได้ดีตราบใดที่ลักษณะของความขรุขระยังไม่ถูกเฉือนออกไป การวัดความเปลี่ยนแปลงของการกระดกแสดงให้เห็นว่าภายหลังจากเกิดความเค้นสูงสุดอัตราการกระดกจะไม่มีเปลี่ยนแปลง

การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกแบบความเค้นกดตั้งฉากมีความยืดหยุ่นคงที่แต่มีแรงไม่คงที่ Constant Normal Stiffness (CNS) ถูกเสนอเพื่อใช้สำหรับวิเคราะห์รอยแตกที่มีลักษณะไม่ราบเรียบ ตัวแปรของ CNS มีความเหมาะสมสำหรับการออกแบบการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินมากกว่าวิธีดั้งเดิมที่ให้น้ำหนักคงที่ (Jonston et al., 1987) Indraratna and Haque (2000) พบว่าการทดสอบที่ใช้แรงกดตั้งฉากคงที่ไม่เหมาะสมกับการประเมินและการวิเคราะห์เสถียรภาพของหลังกาเหมืองในหินที่มีลักษณะโครงสร้างแบบเป็นชั้น การประเมินแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มในหิน และการประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงของรอยแตกที่มีโอกาสเกิดการพังทลายแบบพลิกคว่ำ

1.2.3 ความเค้นยึดติด

ความเค้นยึดติด (Cohesion) ที่เกิดขึ้นกับพื้นผิวของรอยแตกจะเปลี่ยนไปตามสภาวะของรอยแตกที่ต่างกัน เนื่องจากความเค้นยึดติดแม้เพียงเล็กน้อยก็จะส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก ความเค้นยึดติดจึงเป็นตัวแปรสำคัญต่อกำลังของหิน สิ่งที่จะกล่าวถึงต่อไปนี้เป็นสภาวะที่ความเค้นยึดติดอาจเกิดขึ้นได้ภายใต้พื้นผิวของการเลื่อนไถล สำหรับหินที่ปราศจากรอยแตกและมวลหินแข็งที่มีรอยแตกไม่ขนานกับผิวของการเลื่อนไถล โดยปกติจะมีค่าความเค้นยึดติดหลายร้อยกิโลปาสกาล ซึ่งถือว่ามีความสูงจนไม่ทำให้เกิดการพังทลายเนื่องจากแรงเฉือน ในหินที่มีผิวขรุขระ ความเค้นยึดติดจะเกิดจากการที่ผิวขรุขระถูกเฉือนออกเมื่อการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้น ค่าความเค้นยึดติดสูงสุดเกิดจากเส้นตรงที่ลากสัมผัสวงกลมของมอร์ (Mohr circle) ไปตัดแกนตั้งซึ่งเป็นค่าของความเค้นเฉือน ความเค้นยึดติดจะมีค่าสูงขึ้นเมื่อเพิ่มแรงกดตั้งฉากจนกระทั่งถึงจุดสูงสุดที่พื้นผิวจะสามารถรับได้ สำหรับรอยแตกที่มีวัสดุแทรกอยู่ความเค้นยึดติดจะขึ้นกับคุณสมบัติและความหนาของวัสดุแทรก (Wyllie, 1998)

โดยส่วนใหญ่ความเค้นยึดติดในรอยแตกของหินมักจะไม่นำมาพิจารณา ยกเว้นในกรณีที่จะส่งผลกระทบต่อตรงต่อกำลังรับแรงเฉือนเท่านั้น ซึ่งกรณีนี้สามารถเกิดขึ้นได้เมื่อชุดของรอยแตกมีแนวโน้มจะเกิดการเลื่อนผ่านหินที่ไม่มีรอยแตก แต่อย่างไรก็ตามวิธีนี้เป็นวิธีที่กำหนดค่าคงที่ได้ยาก

Wyllie (1998) ได้แนะนำว่าหินที่มีผิวรอยแตกราบเรียบและไม่มีวัสดุแทรกจะมีแรงยึดเหนี่ยวเท่ากับศูนย์ ซึ่งทำให้กำลังรับแรงเฉือนขึ้นกับค่ามุมเสียดทาน โดยทั่วไปหินที่มีเนื้อละเอียดและหินที่มีปริมาตรของ Mica สูงมีแนวโน้มที่จะมีค่ามุมเสียดทานต่ำ ในขณะที่หินเนื้อหยาบและเป็นหินแข็งจะมีค่ามุมเสียดทานสูง

1.2.4 มุมเสียดทานพื้นฐานและมุมเสียดทานคงค้าง

คำจำกัดความของมุมเสียดทานพื้นฐานจะเกี่ยวข้องกับลักษณะพื้นผิวรอยแตกที่ราบเรียบ และมีการพิจารณาในลักษณะของค่าคงที่ที่ขึ้นกับชนิดของหิน ส่วนมุมเสียดทานคงค้างจะเกี่ยวกับแรงเฉือนที่สามารถรับได้ของผิวรอยแตกภายหลังจากเกิดการเลื่อน ในกรณีของหินในธรรมชาติที่ผิวรอยแตกยังไม่เกิดการผุพัง (Weathering) ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานจะมีค่าเท่ากับค่ามุมเสียดทานคงค้าง

ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานสามารถหาได้ด้วยวิธีการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนหรือการทดสอบการเลื่อนบนพื้นเอียง (Tilt test) บนตัวอย่างหินที่มีรอยแตกตัดเรียบ (ไม่มีการขัดฝน) ช่วงของค่ามุมเสียดทานพื้นฐานสำหรับหินที่อยู่ในสภาวะแห้งจะอยู่ในช่วง 26-38 องศา ในสภาวะเปียกจะอยู่ในช่วง 21-35 องศา โดยทั่วไปมุมเสียดทานจะมีค่าประมาณ 25-35 องศา (Horn and Deere, 1962; Coulson, 1972)

การวัดค่ามุมเสียดทานทำได้ยากเนื่องจากจะต้องวัดระยะของการเคลื่อนตัวที่เกิดจากการเลื่อนด้วย โดยเฉพาะถ้าหินมีขนาดใหญ่มาก ๆ (Xu and De Fretias, 1990) การวัดด้วยวิธีทางอ้อมซึ่งหาได้จากการยอมให้ตัวอย่างหินเกิดการกระดก d_n ในขณะที่ทำการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนในสถานะการทดสอบที่มีแรงกดตั้งฉากต่ำมาก ๆ โดยมีรูปสมการหลังปรับแก้แล้วดังนี้ (Hencher, 1987)

$$\sigma_{n(\text{corr})} = (\sigma_n \cdot \cos d_n - \tau \cdot \sin d_n) \cos d_n \quad (1.33)$$

$$\tau_{(\text{corr})} = (\tau \cdot \cos d_n - \sigma_n \cdot \sin d_n) \cos d_n \quad (1.34)$$

$$\phi_r = \text{arc tan} (\tau_{(\text{corr})} / \sigma_{n(\text{corr})}) \quad (1.35)$$

โดยที่ $\sigma_{n(\text{corr})}$ และ $\tau_{(\text{corr})}$ คือ ความเค้นกดตั้งฉากและความเค้นเฉือนที่ปรับแก้แล้ว ϕ_r คือ ค่ามุมเสียดทานคงค้าง และยังมีอีกทางเลือกหนึ่งที่สะดวกกว่า โดย ϕ_r สามารถหาได้จากค่ามุมเสียดทานพื้นฐานที่มีความถูกต้องเป็นที่ยอมรับด้วยการใช้ร่วมกับสมการเชิง Empirical ซึ่งเสนอโดย Barton and Choubey (1977) ดังต่อไปนี้

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20(r/R) \quad (1.36)$$

เมื่อผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงของผิวรอยแตกที่เกิดจากการสึกกร่อนถูกแสดงโดยอัตราส่วนของค่าที่อ่านได้จาก Schmidt hammer (r/R) โดยที่ค่า r และ R คือค่าที่ได้จากการทดสอบ Schmidt hammer บนตัวอย่างหินที่พื้นผิวอยู่ในสถานะเปียกหรือสึกกร่อน และสถานะแห้ง หรือเป็นหินสด (fresh rock) ตามลำดับ

Stimpson (1981) ได้เสนอแนะวิธีการใช้พื้นเอียงเพื่อคาดคะเนค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินที่ได้จากการเจาะแท่งตัวอย่างรูปทรงกระบอก (Core) ซึ่งสังเกตพบว่าพื้นผิวของแท่งตัวอย่างหินที่ได้จากการเตรียมตัวอย่างด้วยวิธีนี้จะมีลักษณะผิวที่ราบเรียบแตกต่างกับตัวอย่างที่ได้จากการเตรียมด้วยการใช้เครื่องตัด โดยสมการที่จะนำเสนอต่อไปนี้จะใช้ในการประเมินค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน

$$\phi_A = \tan^{-1}(1.155 \tan \alpha_s) \quad (1.37)$$

โดยที่ ϕ_A คือ ค่าประมาณของมุมเสียดทานพื้นฐาน และ α_s คือ ค่าที่มุมที่หินเริ่มเกิดการเลื่อนไถล

ช่วงของค่ามุมเสียดทานพื้นฐานสำหรับหินชนิดต่าง ๆ ที่ใช้กัน โดยทั่วไปอาจใช้เป็นแนวทางในการจำแนก เนื่องจากค่าที่แท้จริงจะอยู่ในช่วงที่กว้างมากขึ้นกับชนิดของหิน ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานต่ำจะอยู่ในช่วง 20-24 องศา ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานปานกลางจะอยู่ในช่วง 24-27 องศา และค่ามุมเสียดทานสูงจะอยู่ในช่วง 34-40 องศา

1.2.5 ผลกระทบของลักษณะทางศิลาวิทยาต่อคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหิน

ผลกระทบจากขนาดของเม็ดหินหรือขนาดของผลึกแร่ประกอบหินต่อคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของหินได้มีการศึกษาโดยนักวิจัยหลายท่าน ในหินทรายพบว่ากำลังอัดของหินจะมีค่าสูงเมื่อหินมีเนื้อละเอียด (Brace, 1961) Handlin and Hager (1957) ได้บันทึกไว้ว่ากำลังอัดของหินปูนและหินอ่อนจะสูงขึ้นเมื่อขนาดของเม็ดหินเล็กลง Hoek (1965) ได้เสนอว่าการให้ความเค้นที่สูงเป็นสาเหตุสำคัญของวิบัติบริเวณขอบของเม็ดหิน ตามลักษณะการยึดตัวกันแน่นของเม็ดหิน Hartley (1974) เสนอว่า แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดหินคือคุณสมบัติด้านกลศาสตร์ที่ส่งผลกระทบต่ออย่างมีนัยสำคัญของหินทราย และได้สรุปว่าจำนวนของผิวสัมผัสของเม็ดหินและชนิดของเม็ดหินอาจใช้เป็นตัววัดคุณสมบัติทางกลศาสตร์ได้ Fahy and Guccione (1979) ได้แสดงให้เห็นว่าหินทรายที่มีขนาดเม็ดเล็กจะมีกำลังอัดสูง Onodera and Asoka (1980) รายงานว่าในหินอัคนีกำลังของหินจะลดเมื่อขนาดของผลึกแร่มีขนาดใหญ่ขึ้น โดยการศึกษาจากความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างขนาดผลึกและกำลังอัดของหินซึ่งแสดงให้เห็นว่าเมื่อขนาดผลึกของหินแกรนิตเล็กลงกำลังอัดของหินจะมีค่าสูงขึ้น Shakoor and Bonelli (1991) ได้ศึกษาเกี่ยวกับปริมาณของเม็ดหินที่มีขอบเหลี่ยมพบว่ามีผลต่อกำลังและคุณสมบัติความยืดหยุ่นของหิน Brown (1993) ได้เสนอว่าความยาวของเม็ดหินเป็นตัวบ่งชี้ที่ดีสำหรับการหาค่าความพรุนของหิน

แร่ประกอบหินเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงของหิน หินที่มีแร่จำพวก Quartz เป็นส่วนประกอบจะมีความแข็งแรงที่สุดเมื่อเทียบกับหินที่มีแร่ประกอบจำพวก Calcite และเหล็กออกไซด์ หินที่มีแร่ประกอบจำพวกดินจะมีความแข็งแรงน้อยที่สุด (Vutukuri et al., 1974) ความสัมพันธ์ของแร่ประกอบหินกับลักษณะเชิงกลศาสตร์ของหินทรายชนิดต่าง ๆ ที่ผ่านมาได้มีการศึกษาจากนักวิจัยหลายท่าน เมื่อจำนวนของแร่ Feldspar, Mica และเศษหินในหินทรายมีปริมาณน้อยค่าต่าง ๆ เหล่านี้จะไม่ถูกนำไปพิจารณา การพิจารณาความสัมพันธ์จะตั้งอยู่บนพื้นฐานของหินที่มีแร่ Quartz เป็นส่วนประกอบเท่านั้น (Bell, 1978; Fahy and Guccione, 1979; Gunsallus and Kulhawy, 1984; Dobereiner and De Fretias, 1986 และ Shakoor and Bonelli, 1991)

ความหนาแน่น (Density) หรือปริมาณช่องว่างระหว่างเม็ดหินเป็นอีกตัวแปรที่มีความสัมพันธ์กับค่ากำลังรับแรงของหิน Bell (1978) และ Dobereiner and De Fretias (1986) ได้แสดงให้เห็นว่าการเพิ่มความหนาแน่นของเม็ดหินใน Fell sandstone จะทำให้กำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงและค่าความยืดหยุ่นสูงขึ้น Howarth and Rowlands, (1986) ได้เสนอตัวแปร Texture coefficient เพื่อใช้ร่วมกับความหนาแน่นของเม็ดหิน Dobereiner and De Fretias (1986) ได้สรุปว่าหินทรายที่มีความแข็งต่ำโดยทั่วไปจะเกิดจากความหนาแน่นของเม็ดหิน (Grain contact) ต่ำ ส่งผลกระทบต่อกำลังอัดของหินทรายและกำลังอัดของหินในสภาวะอิมตัวซึ่งมีค่าเท่ากับ 20 MPa จะใช้สำหรับแสดงค่าขอบเขตของกำลังอัดสูงสุดของหินที่มีกำลังอัดต่ำ การวิบัติของหินจะถูกควบคุมโดย

ลักษณะการแตกตามขอบของเม็ดหินแทนการใช้ Rolling of grain นอกจากนั้นแล้วยังพบว่าความหนาแน่นที่มีค่าสูงยังทำให้หินมีกำลังสูงขึ้นด้วย (Bell, 1978) Ulusay et al. (1994) ได้รายงานว่าลักษณะของผิว (Texture) มีความสำคัญต่อคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของหินทรายมากกว่าชนิดของแร่ที่เป็นส่วนประกอบของหิน

ความชื้นในเนื้อหินเป็นอีกคุณสมบัติหนึ่งที่มีผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงของหินทราย โดยปริมาณความชื้นที่มากขึ้นจะทำให้ค่าแรงกดในแกนเดียวลดลง (Dyke and Dobreiner, 1991; Hawkins and McConnell, 1992)

กำลังอัดของหินที่เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogenous) ที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการมักได้รับผลกระทบด้านขนาดของตัวอย่างหิน ซึ่งสัมพันธ์กับการกระจายตัวแบบไม่สม่ำเสมอของรอยแตกเล็ก ๆ ในหิน (Griffith, 1924) กำลังของหินมีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อหินมีขนาดใหญ่ขึ้น (Evans, 1961; Jaeger and Cook, 1979; Bieniawski, 1981; Farmer, 1983) และสำหรับหินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันผลกระทบจากขนาดยังสัมพันธ์กับการกระจายตัวแบบไม่สม่ำเสมอของช่องว่างเล็ก ๆ ขนาดของเม็ดหิน แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดหิน วัสดุประสาน ความหนาแน่น ชนิดของแร่ สิ่งเจือปน และการประสานกัน

Fuenkajorn and Daemen (1992) ได้สร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์เพื่อเชื่อมโยงระหว่างความเค้นกดสูงสุดของหินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกัน เช่น หินภูเขาไฟ (Volcanic tuff) กับความพรุน ขนาด อัตราการกด และความหนาแน่นของตัวอย่างหิน ผลที่ได้ระบุว่าค่าความแปรปรวนของความเค้นกดสูงสุด (Strength) จะลดลงเมื่อตัวอย่างหินที่ทดสอบมีขนาดใหญ่ขึ้น และค่าความเค้นกดสูงสุดจะเพิ่มขึ้นถ้าความหนาแน่นของหินและอัตราการกดทดสอบเพิ่มขึ้น

งานวิจัยในปัจจุบันยังไม่มีการศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบทางด้านสถิติวิทยาต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหิน หรือต่อมุมเสียดทานของผิวรอยแตก

1.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือน

1.3.1 การทดสอบแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ

วิธีการทดสอบแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการเป็นวิธีพื้นฐานที่ใช้กันทั้งในงานวิจัยและงานด้านการเรียนการสอน ตัวอย่างหินอาจมีความยาวประมาณ 10-40 ซม. เครื่องมือขนาดใหญ่มีข้อจำกัดด้วยเหตุผลทางด้านราคา การทดสอบสามารถทำได้ทั้งในสถานะความเค้นตั้งฉากคงที่และไม่คงที่ขึ้นอยู่กับข้อกำหนดศภาวะของการทดสอบ (Bandis, 1993) ซึ่งวิธีการทดสอบแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการได้รับการแนะนำโดย International Society for Rock Mechanics (Brown, 1981)

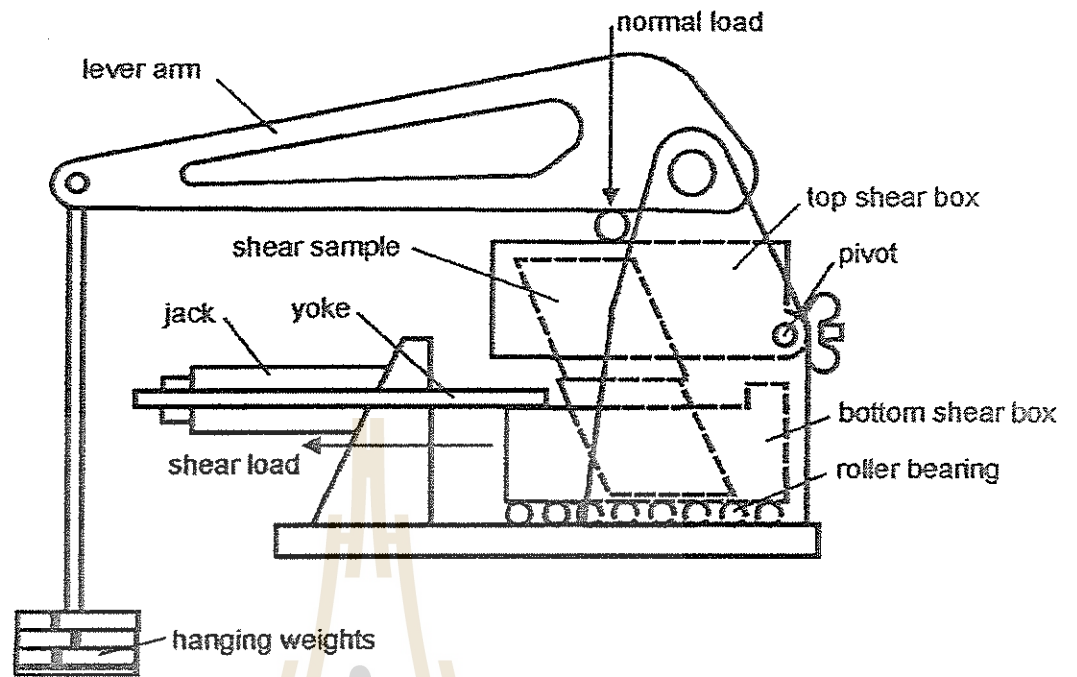
Hencher and Richards (1982, 1989) อธิบายส่วนประกอบต่าง ๆ ของเครื่องทดสอบ เพื่อใช้ในการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 1.5 แรงกดตั้งฉากจะได้จากน้ำหนักที่มีลักษณะเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกตายตัวซึ่งทำให้มีค่าคงที่ในขณะที่ทดสอบ การทดสอบจะสามารถให้ค่าที่ถูกต้องได้ในสภาวะที่มีความเค้นต่ำ การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของตัวอย่างหินจะทำการวัดบนคานระดับที่มีการทดกำลังซึ่งจะขยายระยะการกระดกมากขึ้นถึง 10 เท่า ทำให้สามารถวัดได้ง่าย ความยากและข้อจำกัดบางประการในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการคือ 1) แรงกดตั้งฉากและแรงที่ใช้ในการเคลื่อนตัวอย่างหินในเครื่องทดสอบทั่ว ๆ ไปจะมีค่าค่อนข้างต่ำ 2) ระยะการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือนอาจไม่เพียงพอสำหรับใช้วัดกำลังรับแรงเฉือนคงเหลือ (Residual strength) และ 3) การพลิกคว่ำในหินจริงบนอาจเกิดขึ้นได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับหินที่มีผิวขรุขระ (Bandis, 1993)

1.3.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในที่

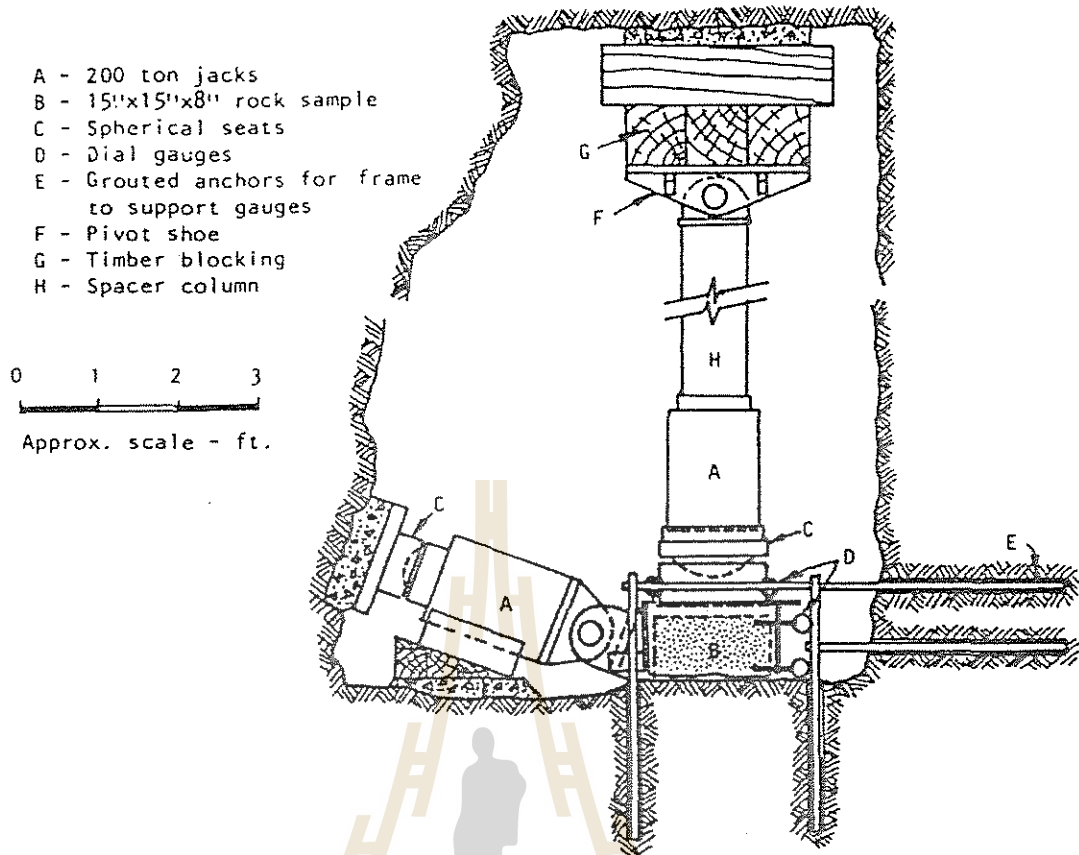
การทดสอบหินขนาดใหญ่ในที่สามารถทำการทดสอบกับรอยแตกที่แยกอยู่โดยลำพัง (Romero, 1968; Saint Simon et al., 1979) ซึ่งได้นำเสนอวิธีการติดตั้งเครื่องมือการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของหินในที่เพื่อใช้สำหรับการทดสอบในอุโมงค์ โดยแรงปฏิกิริยาหรือแรงต้านของแรงกดตั้งฉากจะเกิดจากแรงดันของผนังด้านตรงข้ามของอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 1.6 Brown (1981) ได้เสนอวิธีการสำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของหินไว้ 2 วิธี ประกอบด้วย การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของหินในที่และการทดสอบแรงเฉือนบิด (Torsional shear test) วิธีการทดสอบจะคล้ายกับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ ซึ่งแรงกดตั้งฉากจะกระทำกับตัวอย่างหินและแรงเฉือนจะมีค่าสูงขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งเกิดการเลื่อนของตัวอย่างหิน การเคลื่อนตัวของหินในทิศทางตามแรงกดตั้งฉากและตามแนวแรงเฉือนจะถูกวัดในทิศทางตรงกันข้ามกับการเคลื่อนที่ ตัวอย่างหินจะถูกนำกลับเข้าตำแหน่งหลังจากการทดสอบแต่ละครั้ง ตามลำดับของการทดสอบที่มีค่าแรงกดตั้งฉากแตกต่างกันซึ่งจะให้ค่าของกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดและกำลังรับแรงเฉือนคงค้าง (Wyllie, 1998) การทดสอบนี้มีราคาค่อนข้างสูงและใช้กับพื้นที่ที่มีเสถียรภาพไม่มั่นคงเท่านั้น และการทดสอบจะมีผลกระทบของขนาดเข้ามาเกี่ยวข้องเนื่องจากไม่สามารถทราบขนาดของการทดสอบได้อย่างชัดเจนว่าควรจะมีขนาดเท่าใด การทดสอบที่กระทำกับชั้นหินบาง ๆ ของหินโคลนต้องมีการพิจารณาว่าในการทดสอบควรกำหนดให้อยู่ในสภาวะคายน้ำหรือไม่ด้วย

1.3.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในภาคสนาม

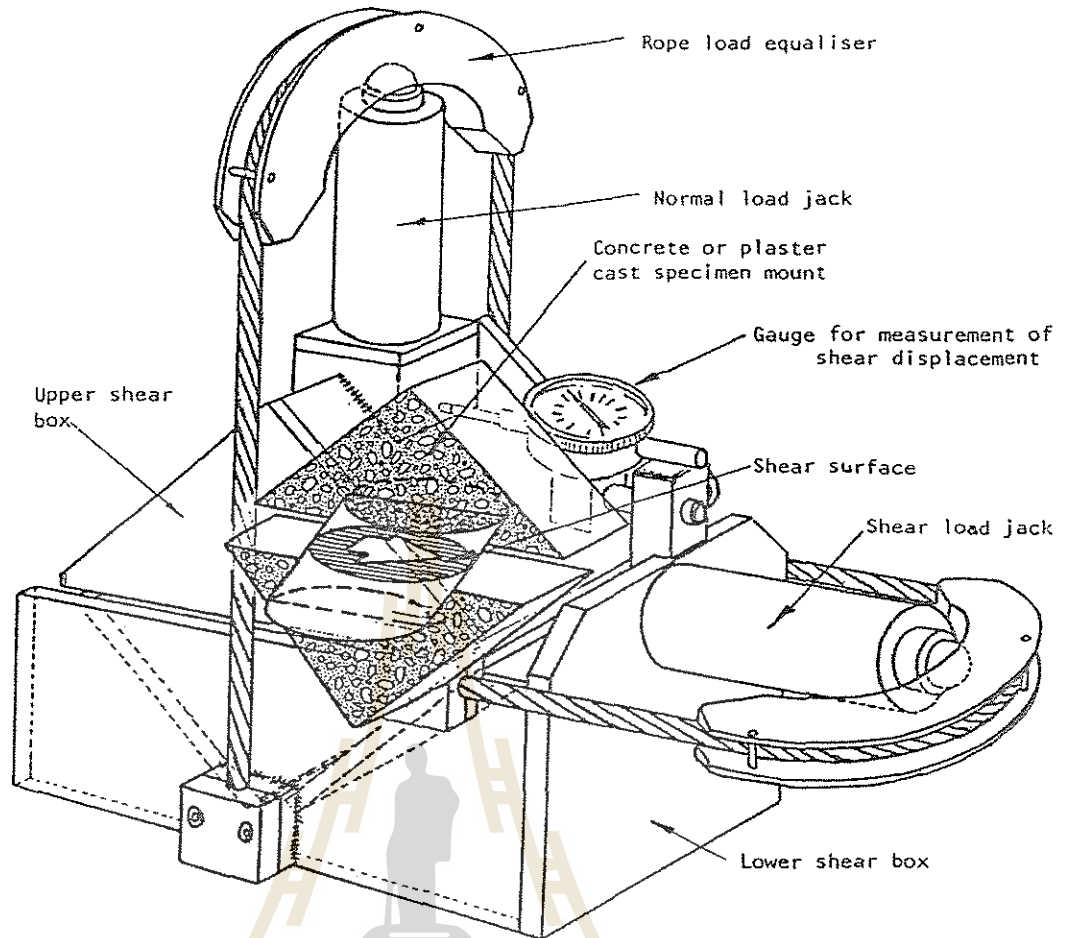
เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบพกพา (รูปที่ 1.7) เป็นวิธีทดสอบที่ง่ายและประหยัดที่สุดวิธีหนึ่ง ซึ่งวิธีนี้ได้อธิบายไว้โดย Ross-Brown and Walton (1975) และ Hoek and Bray (1981) เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบพกพาสามารถใช้ได้กับตัวอย่างหินรูปลูกบาศก์ขนาด



รูปที่ 1.5 เครื่องทดสอบแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ (จาก Hencher and Richards, 1982)



รูปที่ 1.6 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในหิน (จาก Hoek and Bray, 1981)



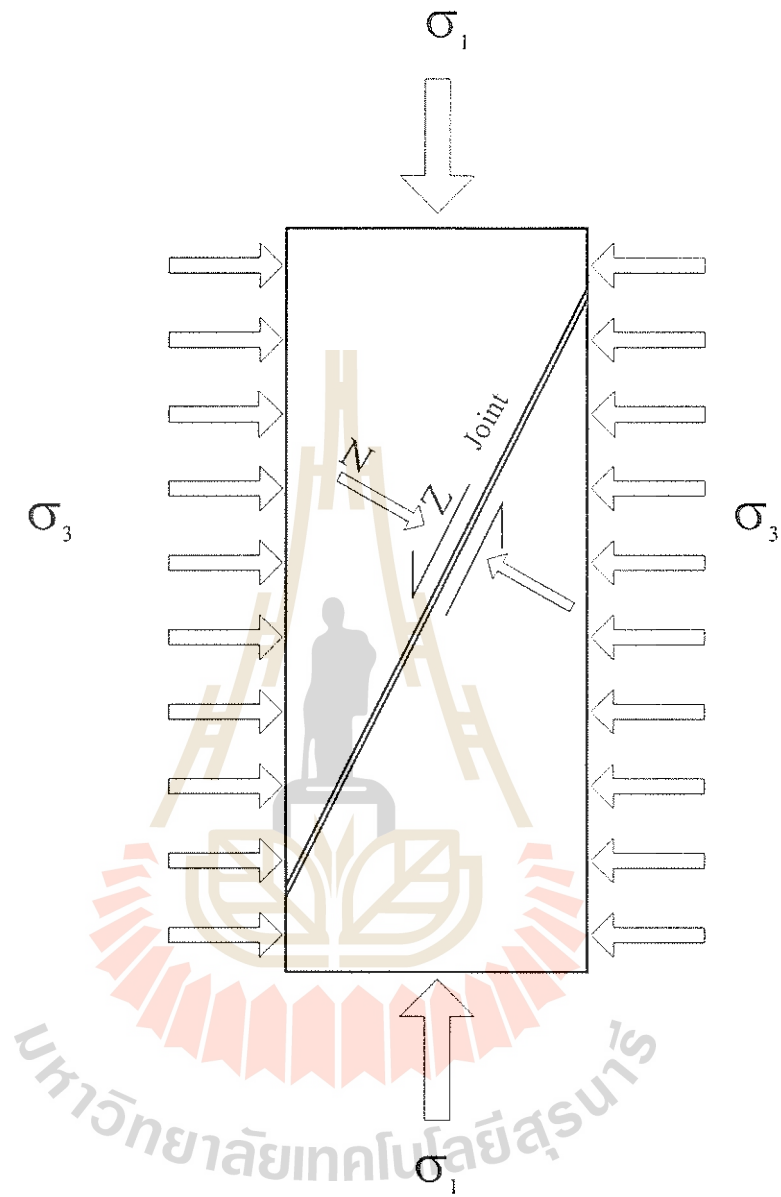
รูปที่ 1.7 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในภาคสนาม (จาก Hoek and Bray, 1981)

ประมาณ 140 มม. โดยหลักของการเลือกตัวอย่างหินจะเลือกหินที่มีรอยแตกเพียงรอยเดียว โดยทำการตัดแต่งตัวอย่างหินให้มีขนาดพอเหมาะ จากนั้นทำการมัดหินทั้งสองส่วนไว้ด้วยลวดหรือเทปขาวเพื่อรักษาผิวของรอยแตกไว้ Priest (1993), Ross-Brown and Walton (1975) ได้เสนอแนะวิธีการวัดลักษณะของความขรุขระไว้หลายวิธี ประกอบด้วย วิธีการตรวจด้วยตาเปล่า การตรวจด้วยเครื่องวัดผิวขรุขระ การตรวจด้วยภาพถ่าย และการใช้พิมพ์ด้วยยางอ่อนตัว Priest (1975) ได้ศึกษากระบวนการเคลื่อนตัวของรอยแตกจากความเค้นเฉือนบนหิน Chalk โดยการใช้อุปกรณ์ทดสอบกำลังรับแรงเค้นแบบพกพาโดยใช้ความเค้นประสิทธิผล (หรือแรงกดตั้งฉาก) ที่แตกต่างกันจำนวน 5 ค่าอยู่ในช่วง 0.24-1.2 MPa ถึงแม้ว่าเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเค้นแบบพกพาจะสามารถนำไปใช้งานได้อย่างกว้างขวางแต่ก็มีข้อด้อยอยู่มากมายเมื่อต้องการความละเอียดถูกต้องในการทดสอบ การใช้แม่แรงไฮดรอลิกที่ควบคุมแรงกดโดยผู้ทดสอบจะควบคุมการเคลื่อนตัวของตัวอย่างหินตามแนวแรงเค้นและแรงกดตั้งฉากให้คงที่นั้นทำได้ยาก เนื่องจากหินชั้นบนมีแนวโน้มที่จะเกิดการกระดกหรือเอียงมากเกินไปเมื่อเกิดกระบวนการเคลื่อนที่ตามแนวแรงเค้นขึ้นมาก ทำให้การวัดระยะตามแนวแรงเค้นและแรงกดตั้งฉากทำได้ยาก ในขณะที่มีผู้ทดสอบหลายท่านใช้เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเค้นที่มีลักษณะพื้นฐานมาจากเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเค้นของดิน ซึ่งเครื่องมือแบบนี้มีข้อจำกัดในการใช้งานในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากสามารถให้แรงกดตั้งฉากต่ำมากสำหรับรอยแตกของหินคือ ได้ประมาณ 2 MPa เท่านั้น และยังมีข้อจำกัดในเรื่องระดับความขรุขระของพื้นผิวอีกด้วย

1.3.4 เครื่องทดสอบแบบแรงกดสามแกน

การทดสอบแรงกดอัดแบบสามแกนบางครั้งถูกนำมาใช้เพื่อศึกษาพฤติกรรมของรอยแตกซึ่งรูปของเครื่องทดสอบแสดงอยู่ในรูปที่ 1.8 ตัวอย่างหินที่ใช้จะจัดเตรียมจากแท่งตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกที่มีรอยแตกมีแนวเอียงทำมุมประมาณ 25-40 องศากับแนวแกนของตัวอย่างหิน โดยตัวอย่างหินจะถูกติดตั้งอยู่ภายในหม้อแรงดัน (Triaxial cell) และหลังจากนั้นจึงใส่น้ำหนักกดตามแนวแกนเข้าไป การใช้หม้อแรงดันเหมาะที่จะใช้ทดสอบรอยแตกหินที่มีน้ำใต้ดินเข้ามาเกี่ยวข้อง การทดสอบสามารถทำได้ทั้งในสภาวะที่ยอมและไม่ยอมให้น้ำมีการระบายออกจากตัวอย่างหินซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพที่เกิดขึ้นจริงในรอยแตกนั้น (Brady and Brown, 1993)

การทดสอบนี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานว่าหินจะเกิดการเลื่อนไถลตามแนวของรอยแตกวงกลมของ Mohr จะสร้างจากชุดของความเค้นหลักและความเค้นรองที่ได้จากการทดสอบ ซึ่งจะสัมพันธ์กับความเค้นตั้งฉากที่ขนานกับผิวรอยแตกที่มีอยู่ และค่ามุมของรอยแตกที่กระทำกับแกนของแท่งตัวอย่างหิน โดยทั่วไปชุดของความเค้นหลักและความเค้นรองที่แตกต่างกันจำนวน 5 ชุดจะถูกกำหนดเพื่อใช้สำหรับการทดสอบหินแต่ละชนิด (Brady and Brown, 1993) เทคนิคการใช้หม้อแรงดันเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเค้นและค่าปรับแก้สำหรับความเสียหายที่สัมพันธ์กับการ



รูปที่ 1.8 แนวคิดในการทดสอบกำลังเฉือนโดยใช้การกดแบบสามแกน

เปลี่ยนแปลงพื้นที่สัมผัสของรอยแตก การวิเคราะห์โดยวิธีนี้ถูกนำเสนอ Goodman (1976) และ Brady and Brown (1993) ซึ่งประสบความสำเร็จในการใช้วิธีนี้กับการทดสอบตัวอย่างหินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 150 mm ที่แรงดันโดยรอบสูงถึง 70 MPa Ramamurthy (2001) ได้ทำการทดสอบด้วยวิธีนี้ และพัฒนาทฤษฎีใหม่โดยอาศัยเพียงตัวแปรสองตัวคือ ความเค้นยึดติด และมุมของการเฉือน



บทที่ 2

ลักษณะของตัวอย่างหิน

2.1 ชนิดของตัวอย่างหิน

ตัวอย่างหินที่นำมาศึกษาและทดสอบได้เลือกกลุ่มตัวอย่างหินจากสองกลุ่มหลัก คือ กลุ่มหินเนื้อผลึก (Crystalline rocks) และกลุ่มหินเนื้อเม็ดตะกอน (Clastic rocks) โดยให้มีความหลากหลายในเชิงลักษณะทางศิลาวิทยา ซึ่งเป็นหินที่พบได้ในประเทศจำนวน 8 ชนิด และเป็นหินที่นำเข้ามาจากต่างประเทศจำนวน 2 ชนิด โดยรายละเอียดของชนิดหิน ตำแหน่งที่เก็บ และหน่วยหินทั้งหมดที่ใช้ในการทดสอบได้แสดงอยู่ในตารางที่ 2.1

2.1.1 กลุ่มหินทราย

ตัวอย่างหินทรายที่ใช้ในการทดสอบได้มาจาก 4 แหล่ง ที่อยู่ภายใน จ.นครราชสีมา ซึ่งมีรายละเอียดของพื้นที่การเก็บ และลักษณะทางกายภาพดังต่อไปนี้

1) หินทรายจาก อ.ปากช่อง มีสีเทา-เขียว ขนาดเม็ดละเอียดและลักษณะเป็นเหลี่ยมคม องค์ประกอบมีเนื้อเศษหินที่ไม่ใช่ Quartz หรือ Feldspar มีการกัดขนาดดี ทำปฏิกิริยากับสารละลายกรดไฮโดรคลอริกเล็กน้อย จัดอยู่ในหมวดหินภูกระดึง

2) หินทรายจาก อ.สีคิ้ว มีสีน้ำตาล-เหลือง ขนาดเม็ดละเอียดและลักษณะเป็นเหลี่ยมคม มีการกัดขนาดดี แร่ประกอบหินส่วนใหญ่เป็นแร่ Quartz ไม่ทำปฏิกิริยากับสารละลายกรดไฮโดรคลอริก จัดอยู่ในหมวดหินภูพาน

3) หินทรายจาก อ.สีคิ้ว มีสีขาวอมน้ำตาล ขนาดเม็ดละเอียดและมีการกัดขนาดดี แร่ประกอบหินส่วนใหญ่เป็นแร่ Quartz ไม่ทำปฏิกิริยากับสารละลายกรดไฮโดรคลอริก จัดอยู่ในหมวดหินภูพาน

4) หินทรายจาก อ.ด่านขุนทด มีสีแดง ขนาดเม็ดละเอียดและมีการกัดขนาดดี แร่ประกอบหินส่วนใหญ่เป็นแร่ Feldspar ไม่ทำปฏิกิริยากับสารละลายกรดไฮโดรคลอริก จัดอยู่ในหมวดหินเสาขัว

2.1.2 กลุ่มหินบะซอลต์

ตัวอย่างหินบะซอลต์ได้นำมาจากเหมืองหินคาด ต.อิสาน อ.เมือง จ.บุรีรัมย์ มีลักษณะเนื้อละเอียด สีเทาถึงเทาดำ มีฟองอากาศปรากฏอยู่เล็กน้อย แร่ประกอบหินประกอบด้วยผลึกแร่โอลิวีน แร่แพลจิโอเคลส และแร่ไคลโนไพรอกซีนบ้างเล็กน้อย จัดอยู่ในหน่วยหินบะซอลต์บุรีรัมย์ เป็นหินซึ่งไหลปิดทับกลุ่มหินโคราช มีอายุประมาณ 3.28 ล้านปีถึง 0.92 ล้านปี (ยุคเทอร์เชียรี-ควอเทอร์นารี)

ตารางที่ 2.1 แสดงชนิด ตำแหน่งที่เก็บ และชนิดหินที่ใช้ในการทดสอบ

Rock Types	Code	Location	Rock Formation
Crystalline Rocks			
1. Burirum Basalt	BA	จ.บุรีรัมย์	หน่วยหินบะซอลต์บุรีรัมย์
2. Vietnamese Granite	RGR	ประเทศเวียดนาม	N/A
3. Tak Granite	GGR	จ.ตาก	หินแกรนิตแนวตะวันออก
4. Chinese Granite	WGR	ประเทศจีน	N/A
5. Lopburi Marble	WMB	อ.ชัยตะเคียน จ.ลพบุรี	กลุ่มหินสระบุรี
6. Saraburi Marble	YMB	จ.สระบุรี	กลุ่มหินสระบุรี
Clastic Rocks			
7. Phu Kradung Sandstone	GST	อ.ป่าช่อง จ.นครราชสีมา	หมวดหินภูกระดึง
8. Phu Phan Sandstone	YST	อ.สีคิ้ว จ.นครราชสีมา	หมวดหินภูพาน
9. Phra Wihan Sandstone	WST	อ.สีคิ้ว จ.นครราชสีมา	หมวดหินพระวิหาร
10. Sao Khua Sandstone	RST	อ.คำนูนทด จ.นครราชสีมา	หมวดหินเสาขัว

Note : N/A ไม่มีข้อมูลหน่วยหินหรือชุดหิน

2.1.3 กลุ่มหินอ่อน

ตัวอย่างหินอ่อนจากเหมืองหิน 2 แหล่งที่ใช้ในการทดสอบได้นำมาจากเหมืองหินระดับใน จ.สระบุรี และ จ.ลพบุรี จัดอยู่ในกลุ่มหินสระบุรี ซึ่งมีลักษณะทางกายภาพดังต่อไปนี้

1) หินอ่อนจาก จ.ลพบุรี มีสีขาว ลักษณะผลึกมีขนาดปานกลางของ Calcite ประมาณ 2 มิลลิเมตร ทำปฏิกิริยากับสารละลายกรดไฮโดรคลอริกอย่างรุนแรงโดยไม่ต้องขูดเนื้อหินให้เป็นผง

2) หินอ่อนจาก จ.สระบุรี มีสีน้ำตาล-เหลือง ลักษณะผลึกเป็นเนื้อเศษหินขนาดใหญ่ และสามารถมองเห็นลักษณะของเนื้อหินปูนที่เป็นหินด้นกำเนิดได้อย่างชัดเจน ทำปฏิกิริยากับสารละลายกรดไฮโดรคลอริกอย่างรุนแรงโดยไม่ต้องขูดเนื้อหินให้เป็นผง

2.1.4 กลุ่มหินแกรนิต

ตัวอย่างหินแกรนิตที่ใช้ได้นำมาจาก 3 แหล่ง มีรายละเอียดของพื้นที่การเก็บ และลักษณะทางกายภาพดังต่อไปนี้

1) หินแกรนิตจาก จ.ตาก มีสีเทา ลักษณะของผลึกละเอียดสามารถมองเห็นด้วยตาเปล่า ประกอบด้วยแร่ Plagioclase และ Quartz ผลึกแร่มีขนาดประมาณ 4-5 มิลลิเมตร โดยผลึกของแร่ Feldspar และแร่ Quartz จะมีขนาดใกล้เคียงกัน การจำแนกหินแกรนิตในประเทศไทยแบ่งออกเป็น 3 แนว คือ หินแกรนิตแนวตะวันออก หินแกรนิตตอนกลาง และหินแกรนิตแนวตะวันตก ซึ่งพื้นที่เก็บตัวอย่างหินจัดอยู่ในบริเวณหินแกรนิตแนวตะวันออก

2) หินแกรนิตจากประเทศเวียดนาม มีสีแดง-ชมพู ลักษณะของผลึกละเอียดสามารถมองเห็นด้วยตาเปล่า ประกอบด้วยแร่ Plagioclase และ Quartz ผลึกแร่มีขนาดประมาณ 2-5 มิลลิเมตร โดยทั่วไปจะพบผลึกของแร่ Quartz มีขนาดเล็กกว่าผลึกของแร่ Feldspar

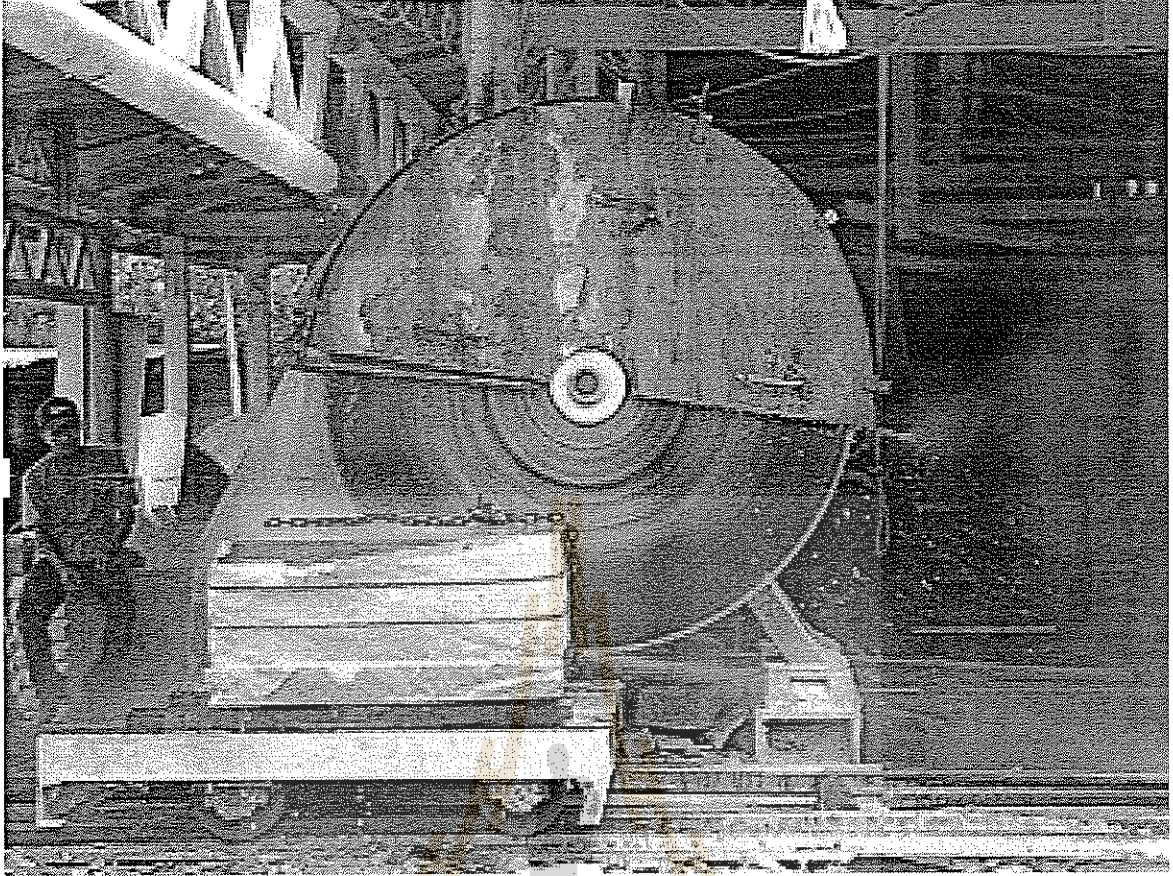
3) หินแกรนิตจากประเทศจีน มีสีขาว ลักษณะของผลึกหยาบสามารถมองเห็นด้วยตาเปล่า ประกอบด้วยแร่ Plagioclase และ Quartz ผลึกของแร่ Feldspar และแร่ Quartz จะมีขนาดใกล้เคียงกัน และมีขนาดโดยเฉลี่ยมากกว่า 5 มิลลิเมตร

2.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน

ในงานวิจัยนี้ได้จัดเตรียมตัวอย่างหินจากแหล่งหินทั้งหมด 10 แหล่ง โดยได้สังคัตหินอ่อน (จำนวน 2 ตัวอย่าง) หินทราย (จำนวน 4 ตัวอย่าง) หินแกรนิต (จำนวน 3 ตัวอย่าง) ซึ่งตัวอย่างหินดังกล่าวได้ถูกตัดเป็นแท่งมีขนาด $12 \times 12 \times 6$ ลูกบาศก์นิ้ว และ $4 \times 4 \times 16$ ลูกบาศก์นิ้ว (รูปที่ 2.1 ถึงรูปที่ 2.3) ส่วนหินบะซอลต์จะมีลักษณะเป็นตัวอย่างหินก้อนเก็บจากเหมืองหินลาด จ.บุรีรัมย์ (รูปที่ 2.4 ถึงรูปที่ 2.5) หินที่ได้จากการจัดซื้อและจัดเก็บจากเหมืองได้นำมาจัดเตรียมในห้องปฏิบัติการเพื่อการทดสอบทางด้านกลศาสตร์ 2 กลุ่มหลัก คือ การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการศึกษาตัวแปรต่าง ๆ

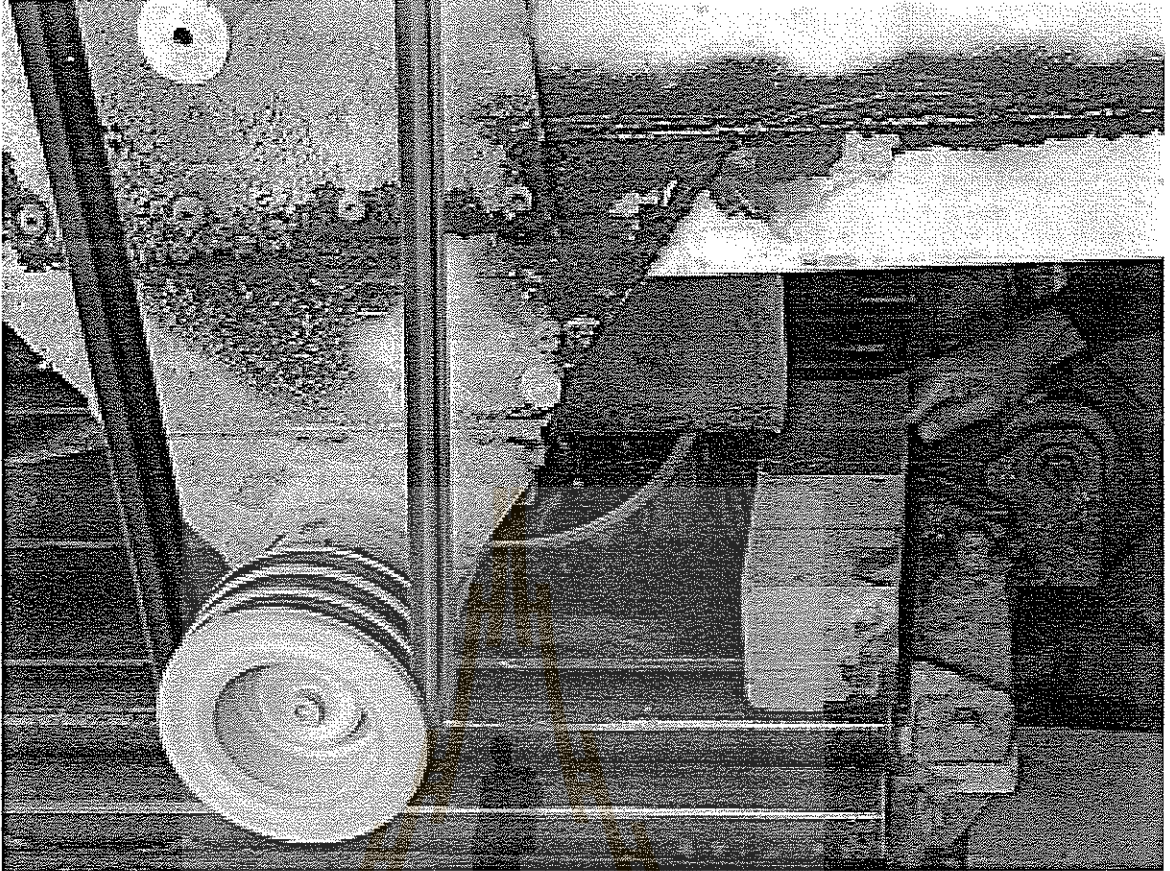


รูปที่ 2.1 ก้อนหินทรายขนาดใหญ่จาก อ.สีคิ้ว จ.นครราชสีมา ซึ่งเก็บไว้ในลานเก็บวัสดุก่อนการตัดให้มีขนาดตามที่ต้องการ



รูปที่ 2.2 เครื่องตัดหินที่ใช้ในโรงงานสำหรับการตัดตัวอย่างหินขนาดใหญ่

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ 2.3 ตัวอย่างหินทรายถูกตัดให้มีขนาด ขนาด 4x4x3 ลูกบาศก์นิ้ว เพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ



รูปที่ 2.4 สภาพพื้นที่การทำเหมืองหินบะซอลต์ของเหมืองหินคาด อ.เมือง จ.บุรีรัมย์





รูปที่ 2.5 การเก็บตัวอย่างหินบะชอลต์จากเหมืองหินดาด จ.บุรีรัมย์



การเตรียมตัวอย่างหินเพื่อการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานซึ่งประกอบด้วย การทดสอบกำลังรับแรงอัดในแกนเดียว การทดสอบเพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน และการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยา มีรายละเอียดการเตรียมตัวอย่างดังนี้

2.2.1 ตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบแรงกดในแกนเดียว

ตัวอย่างหินขนาด $12 \times 12 \times 6$ ลูกบาศก์นิ้ว และตัวอย่างหินบะชอลต์ที่เป็นก้อนได้ถูกเจาะเป็นรูปร่างทรงกระบอก (รูปที่ 2.6) มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 2 นิ้ว จากนั้นจะนำมาตัดเพื่อให้มีสัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (L/D ratio) เท่ากับ 2.5 สำหรับการทดสอบแรงกดในแกนเดียว (รูปที่ 2.7) โดยตัดปลายทั้งสองข้างของตัวอย่างหินให้เรียบและขนานกันเพื่อให้เป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐาน ASTM D4543-85 รูปที่ 2.8 ถึงรูปที่ 2.11 แสดงตัวอย่างหินบางส่วนที่จัดเตรียมไว้เพื่อใช้ในการทดสอบ

2.2.2 ตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ

แท่งตัวอย่างหินแกรนิต หินอ่อนและหินทรายขนาด $4 \times 4 \times 3$ ลูกบาศก์นิ้ว และหินบะชอลต์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้ว ได้เตรียมผิวสัมผัสของรอยแตกด้วยเครื่องตัด (Saw cut) โดยรูปที่ 2.12 ถึงรูปที่ 2.15 แสดงตัวอย่างหินบางส่วนที่จัดเตรียมไว้เพื่อใช้ในการทดสอบ

2.2.3 ตัวอย่างหินสำหรับการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยา

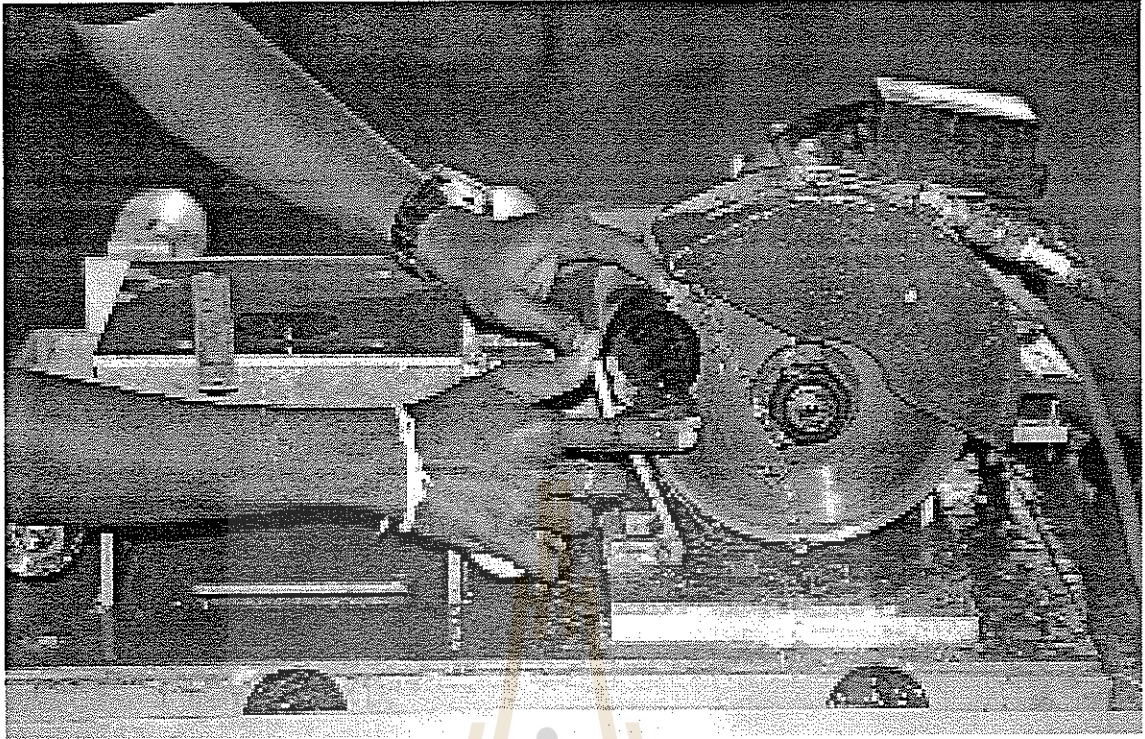
ในการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาได้ทำการศึกษาตัวอย่างหินด้วยแว่นขยาย (Hand lens) และแผ่นหินบาง (Thin section) ที่ได้จากตัวอย่างหินทั้งหมดที่ใช้ในการทดสอบ

2.2.4 ตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก

แท่งตัวอย่างหินแกรนิต หินอ่อน และหินทรายขนาด $4 \times 4 \times 12$ ลูกบาศก์นิ้ว และหินบะชอลต์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้ว ถูกจัดเตรียมผิวสัมผัสของรอยแตกให้มีลักษณะคล้ายกับผิวรอยแตกที่เกิดในธรรมชาติโดยการกดตัวอย่างหินให้แตกด้วยเครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.16 โดยให้แรงกดมีลักษณะเป็นเส้น (Line load) ตามแนวที่ต้องการสร้างผิวรอยแตกจนกระทั่งตัวอย่างหินแตกออกจากกัน จากนั้นนำตัวอย่างหินไปตัดให้มีขนาดประมาณ $4 \times 4 \times 3$ ลูกบาศก์นิ้ว (รูปที่ 2.17) รอยแตกที่ได้จะมีลักษณะของผิวรอยแตกที่แตกต่างกันและจะถูกประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ (JRC) ก่อนนำไปทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวรอยแตกเพื่อนำไปสอบเทียบ

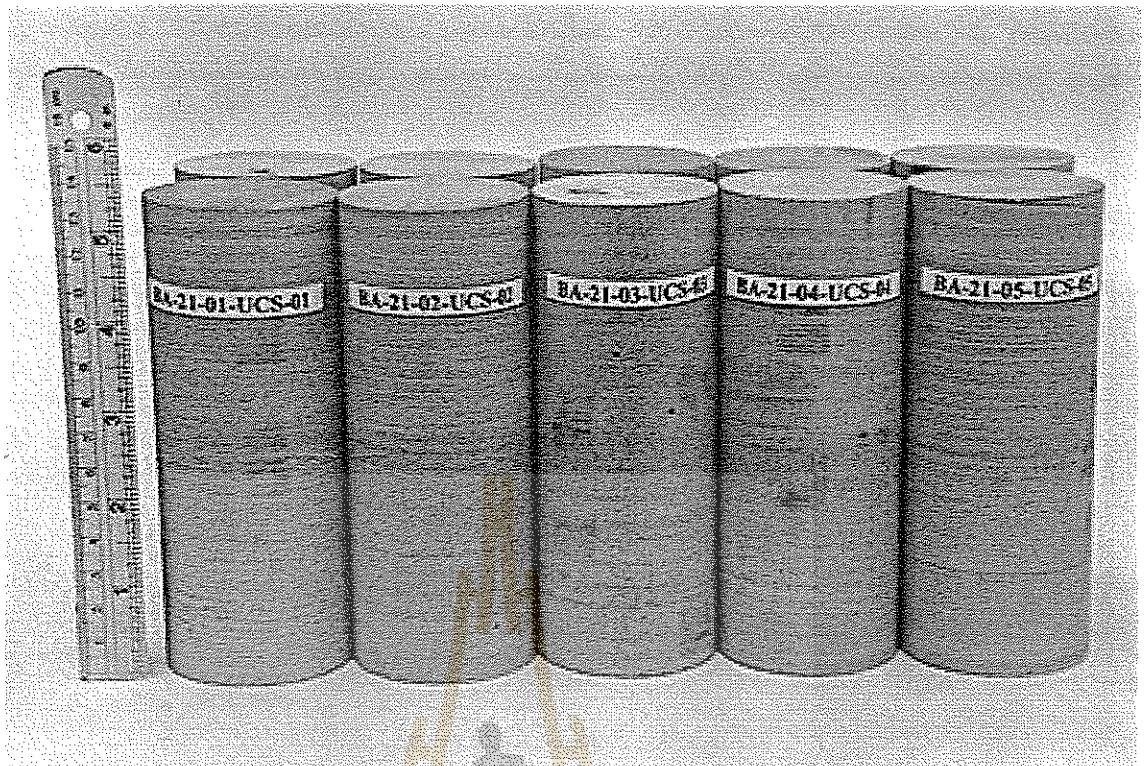


รูปที่ 2.6 หินบะซอลต์ถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ เพื่อเตรียมแท่งตัวอย่างหิน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว เพื่อใช้สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว



รูปที่ 2.7 แท่งตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้วถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาว 5 นิ้ว สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว

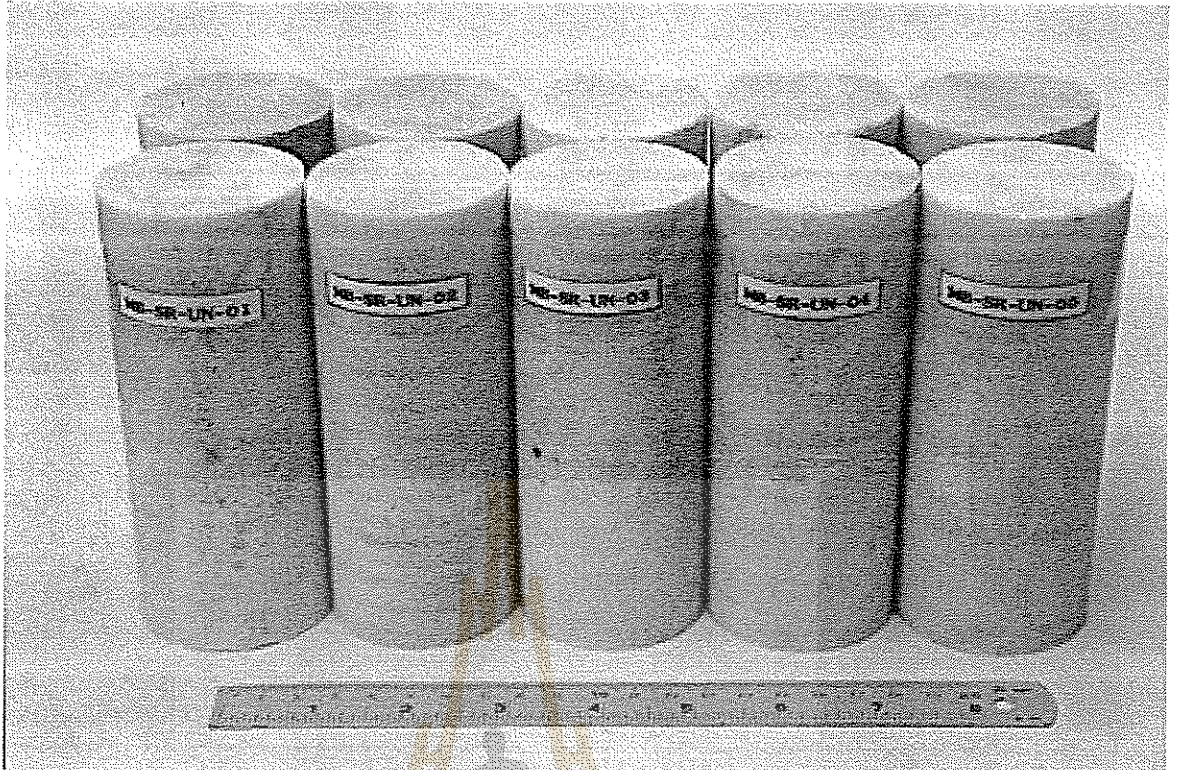




รูปที่ 2.8 ตัวอย่างหินบะชอลต์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว

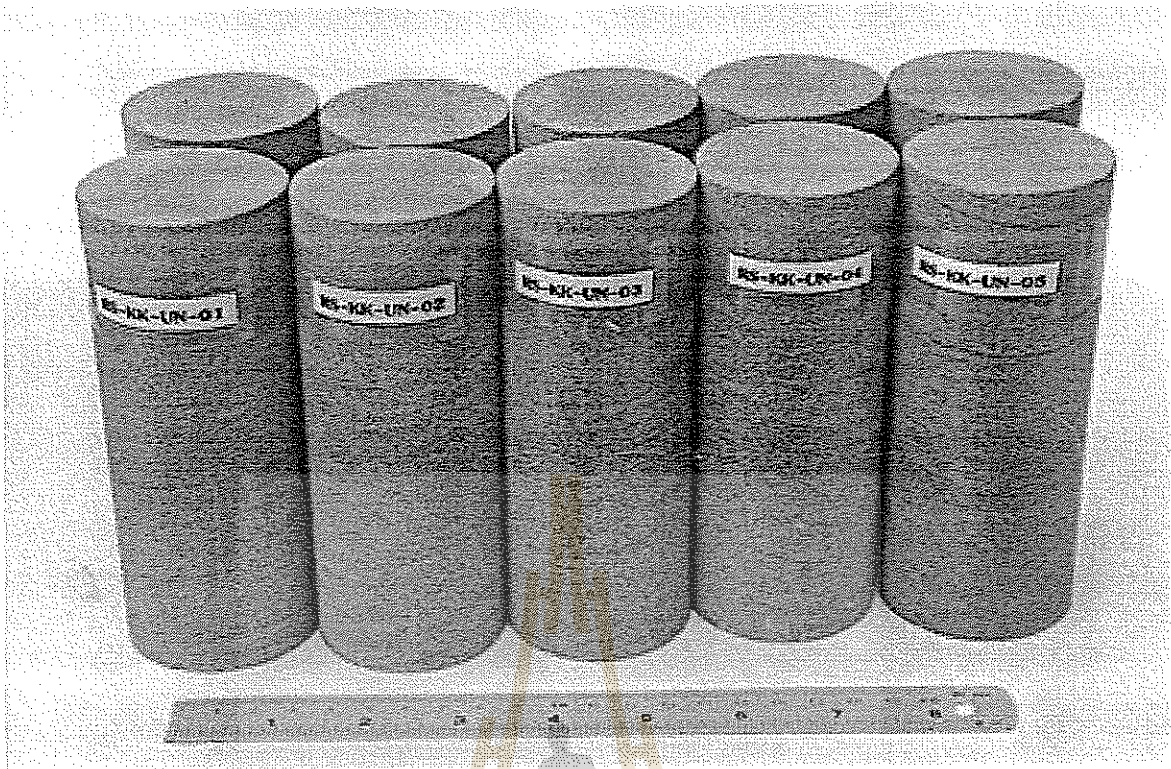


รูปที่ 2.9 ตัวอย่างหินแกรนิตขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว



รูปที่ 2.10 ตัวอย่างหินอ่อนขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว

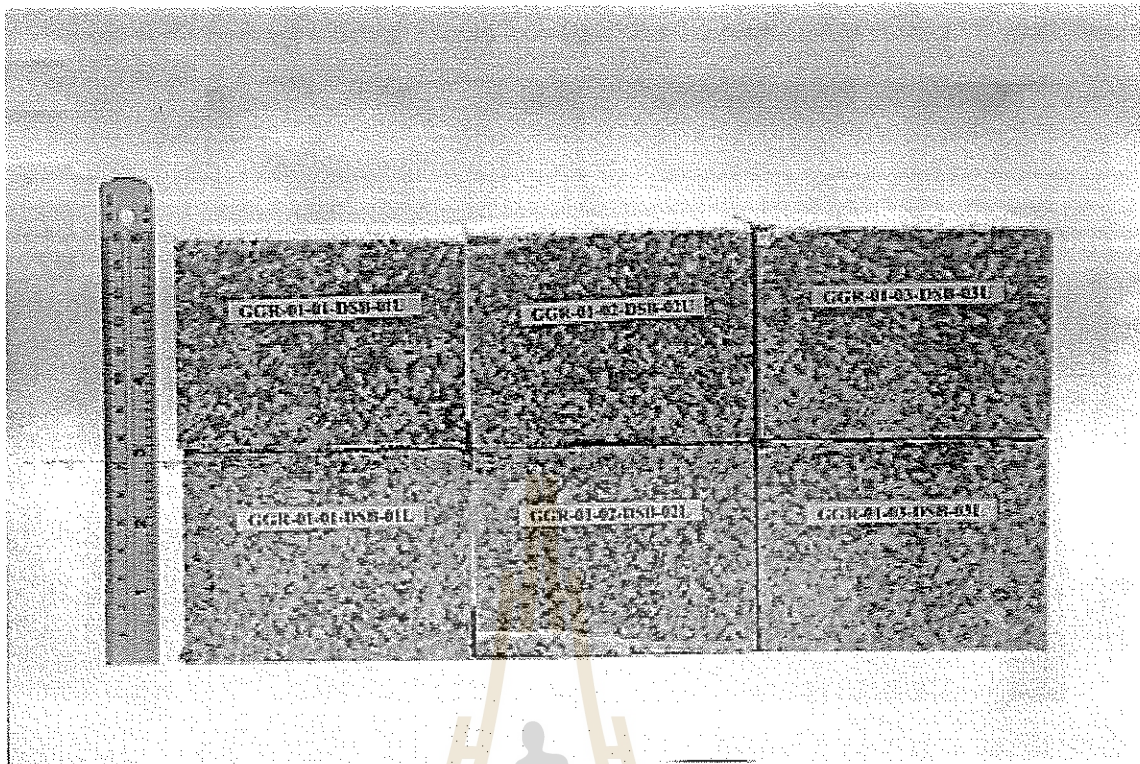




รูปที่ 2.11 ตัวอย่างหินทรายขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาว 5 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียว



รูปที่ 2.12 ตัวอย่างหินบะชอลด์รูปทรงกระบอก ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ



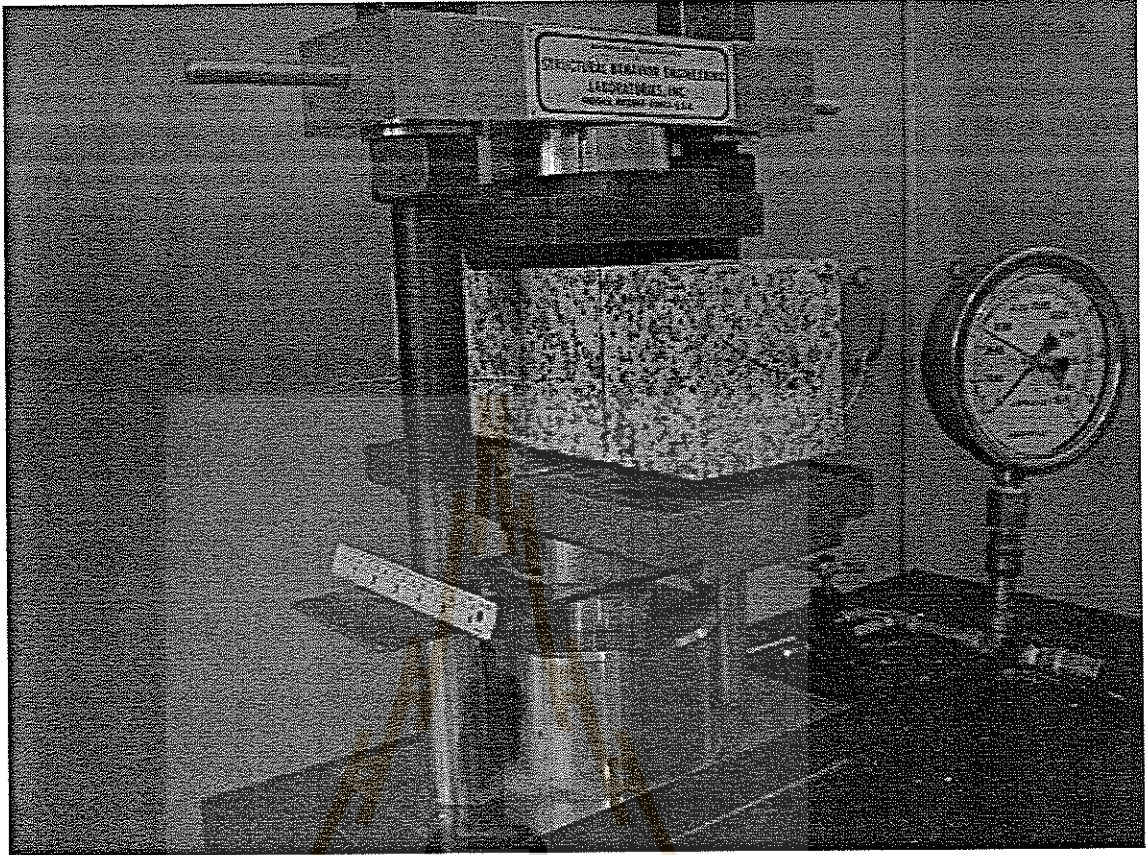
รูปที่ 2.13 ตัวอย่างหินแกรนิตขนาด 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ



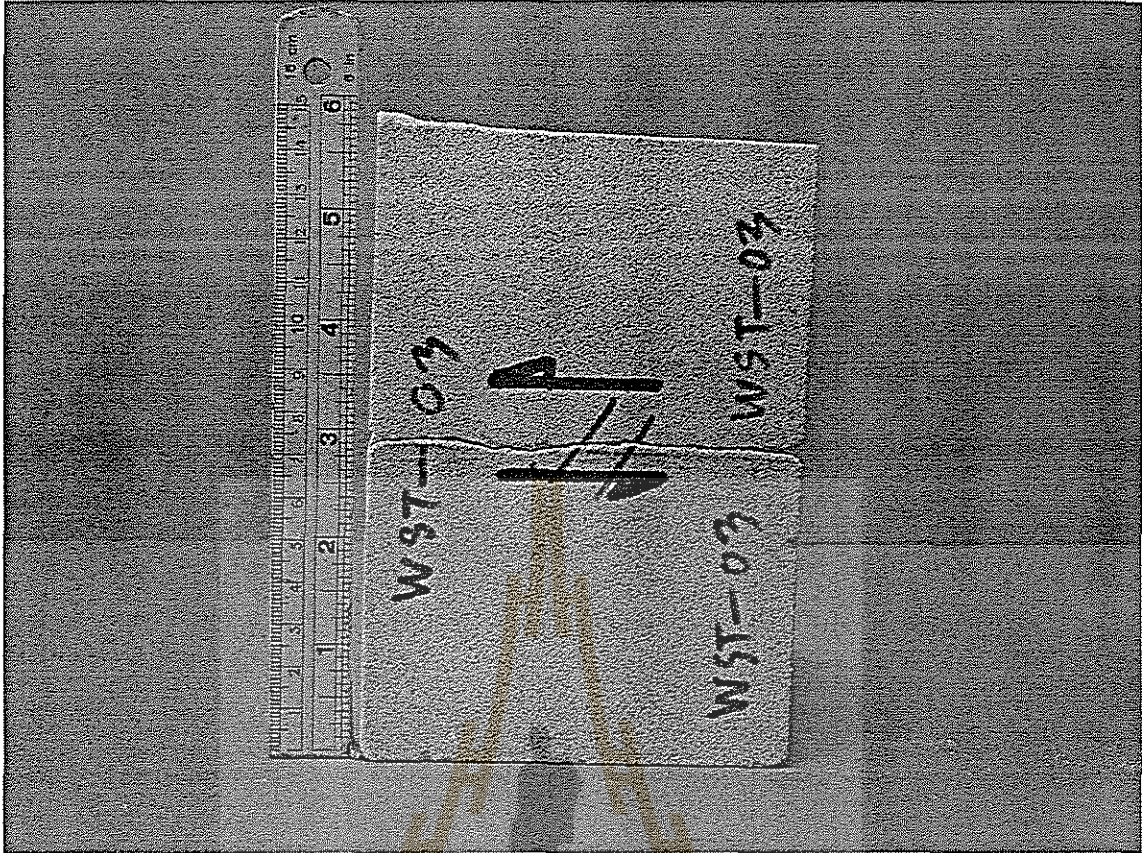
รูปที่ 2.14 ตัวอย่างหินอ่อนขนาด 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ



รูปที่ 2.15 ตัวอย่างหินทรายขนาด 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงของรอยแตกผิวเรียบ



รูปที่ 2.16 แท่งตัวอย่างหินแกรนิตขนาด $4 \times 4 \times 12$ ลูกบาศก์นิ้ว ถูกกดด้วยเครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 เพื่อสร้างผิวรอยแตก สำหรับใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการสอบเทียบ



รูปที่ 2.17 ลักษณะตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้
ในการสอบเทียบ ลูกศรบนผิวหินกำหนดทิศทางที่จะทำการทดสอบแบบแรงเฉือน

บทที่ 3

การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด และเพื่อสอบทาน (Verification) วิธีการกำหนดค่าคงที่สำหรับกฎกำลังรับแรงเฉือนที่เสนอในงานวิจัยนี้ การทดสอบจำแนกออกเป็น 5 กลุ่มหลักคือ

- 1) การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน
- 2) การศึกษาเชิงแร่วิทยา
- 3) การประเมินระดับความแข็งของหินด้วยวิธีที่ใช้ในภาคสนาม
- 4) การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวยรอยแตก (JRC)
- 5) การทดสอบแรงเฉือนของรอยแตกที่มีผิวขรุขระ

3.1 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

การทดสอบในกลุ่มนี้ประกอบด้วย การทดสอบแรงกดในแกนเดียว และการทดสอบแรงเฉือนเพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน

3.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว

การทดสอบแรงกดในแกนเดียวมีวัตถุประสงค์เพื่อหาความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength) ของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิดเพื่อเป็นฐานข้อมูลสำหรับเปรียบเทียบผลที่ได้จากการใช้วิธีในภาคสนาม การทดสอบนี้ใช้ตัวอย่างหินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 54 มิลลิเมตร โดยมีอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (Length-to-diameter ratio, L/D) เท่ากับ 2.5 หรือมีความยาวประมาณ 135 มิลลิเมตร โดยหินแต่ละชนิดจะใช้ตัวอย่างหินจำนวน 10 ก้อนในการทดสอบ

ในการทดสอบตัวอย่างหินจะถูกกดด้วยอัตราการกดคงที่ (Constant loading rate) เท่ากับ 0.1-1.0 MPa/min ในห้องปฏิบัติการที่อุณหภูมิปกติ (อุณหภูมิห้อง) และปฏิบัติตามข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D2938 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981) เครื่องมือที่ใช้กดทดสอบคือเครื่องกดทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต Elect/ADR 2000 ซึ่งมีความสามารถในการให้แรงกดถึง 2,000 kN เครื่องกดทดสอบจะให้แรงกดในแนวแกนของตัวอย่างหิน โดยมีอัตราการกดคงที่จนกระทั่งตัวอย่างหินแตกด้วยแรงกดสูงสุด ระหว่างทำการทดสอบจะมีการบันทึกค่าแรงกดและระยะการยุบตัวของตัวอย่างหินอย่างต่อเนื่อง พร้อมทั้งสังเกตลักษณะการวิบัติ สำหรับค่าแรงกดสูง

สูตรที่อ่านได้จะเป็นหน่วยของน้ำหนักกด ซึ่งสามารถคำนวณเป็นความเค้น โดยการนำพื้นที่หน้าตัดของแต่ละตัวอย่างหินไปหารน้ำหนักกด ส่วนค่าความเครียดในแนวแกนคำนวณจากค่าระยะการยุบตัวหารด้วยความยาวเดิมของแท่งตัวอย่างหิน การคำนวณจะเป็นไปตามสมการดังนี้

$$\sigma_{\text{axial}} = P/A \quad (3.1)$$

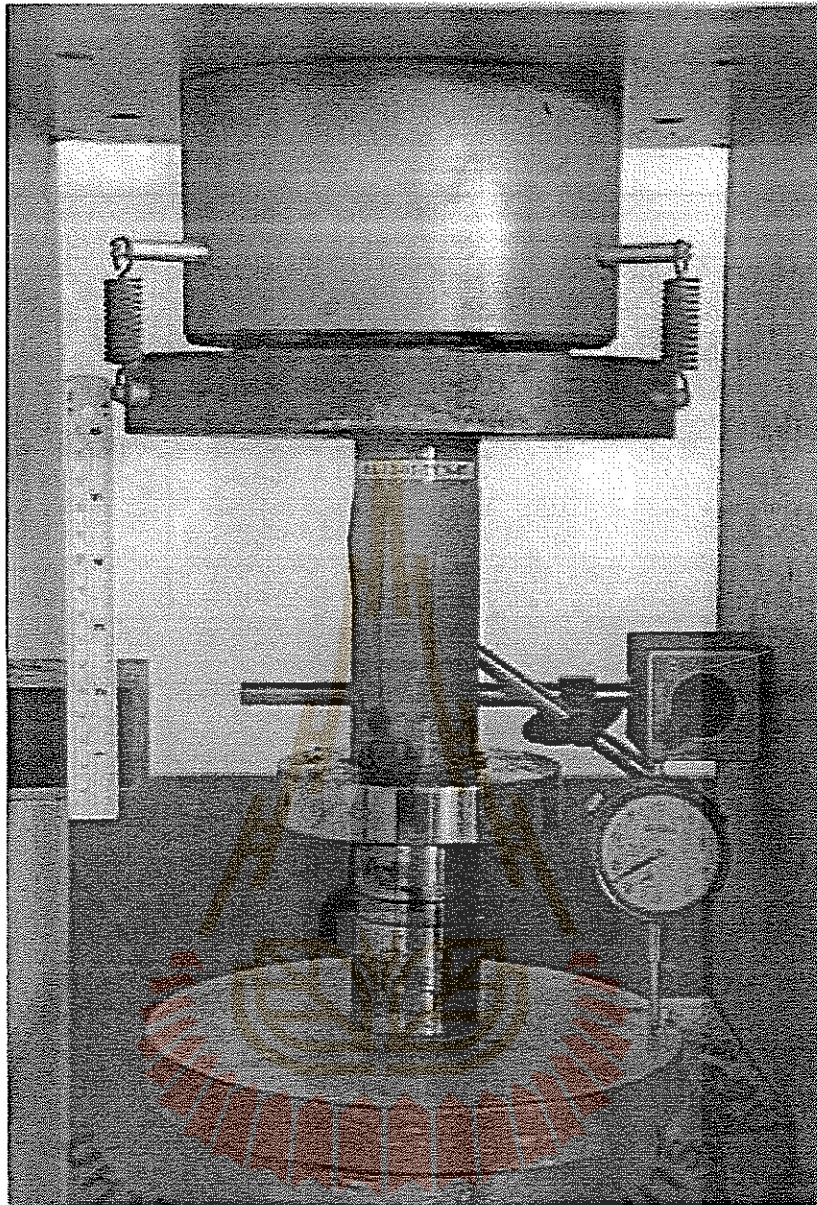
$$\varepsilon_{\text{axial}} = \Delta L/L \quad (3.2)$$

$$E = \sigma_{\text{axial}}/\varepsilon_{\text{axial}} \quad (3.3)$$

โดยที่ σ_{axial} คือ ความเค้นในแนวแกน P คือ แรงกดในแนวแกน A คือ พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหิน $\varepsilon_{\text{axial}}$ คือ ความเครียดในแนวแกน ΔL คือ การเปลี่ยนแปลงความยาวของตัวอย่างหิน (หรือการเปลี่ยนรูปในแนวแกน) L คือ ความยาวทั้งหมดของตัวอย่างหินก่อนที่จะทดสอบ และ E คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ถ้าค่าแรงกดในแนวแกนสูงสุดที่จุดวิบัติหรือจุดแตกของตัวอย่างหินเท่ากับ P_f ค่าความเค้นสูงสุดในแกนเดียว σ_c (Uniaxial compressive strength) จะคำนวณได้จาก

$$\sigma_c = P_f/A \quad (3.4)$$

รูปที่ 3.1 แสดงตัวอย่างหินหลังจากการทดสอบและลักษณะการติดตั้ง Dial Gage เพื่อวัดระยะการยุบตัวตามแนวแกน รูปที่ ก-1 ถึงรูปที่ ก-10 (ในภาคผนวก ก) แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างหินแต่ละชนิดที่ได้จากการทดสอบ ตารางที่ ก-1 ถึง ก-10 (ในภาคผนวก ก) แสดงรายละเอียดผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินทั้งหมด ตารางที่ 3.1 แสดงผลสรุปการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น โดยเรียงลำดับจากตัวอย่างหินที่มีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวสูงที่สุด ไปหาต่ำที่สุด ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าหินในกลุ่มเนื้อผลึกมีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวสูงกว่ากลุ่มหินเนื้อเม็ดตะกอน โดยมีหินบะซอลต์ที่มีลักษณะเนื้อผลึกละเอียด มีแร่ Pyroxene และ Plagioclase เป็นแร่หลัก เป็นหินที่มีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวสูงที่สุด ในกลุ่มหินแกรนิต หินจากประเทศเวียดนามจะมีลักษณะเนื้อผลึกละเอียด มีแร่ประกอบหินส่วนใหญ่เป็นแร่ Orthoclase มีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวสูงที่สุด ส่วนหินแกรนิตจากจังหวัดตากที่มีลักษณะเนื้อผลึกละเอียดและหินแกรนิตจากประเทศจีนที่มีลักษณะเนื้อผลึกหยาบ แร่ประกอบหินส่วนใหญ่เป็นแร่ Plagioclase และ Quartz จะมีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวใกล้เคียงกัน ในกลุ่มหินอ่อน หินจากจังหวัดสระบุรีและจังหวัดลพบุรีจะมีลักษณะเนื้อหินแตกต่างกันแต่มีแร่ประกอบหินเป็นแร่ Calcite เหมือนกันและตัวอย่างหินมีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวที่ใกล้เคียงกัน แสดงให้เห็นว่าในกลุ่มหินเนื้อผลึก ชนิดของแร่ประกอบหินน่าจะมีผลต่อกำลังรับแรงกดในแกนเดียวมากกว่าลักษณะของเนื้อผลึก



รูปที่ 3.1 ตัวอย่างหินบะซอลต์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 54 มิลลิเมตร ถูกกดด้วยเครื่องทดสอบ
จนแตก โดยการทดสอบจะมีการวัดระยะขยับตัวตามแนวแกนเพื่อหาค่า Modulus of
elasticity

ตารางที่ 3.1 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินในงานวิจัยนี้

Rock Types	σ_c (MPa)	E (GPa)
Crystalline Rocks		
1. Burirum Basalt	188.1 ± 26.3	33.2 ± 3.4
2. Vietnamese Granite	138.1 ± 18.9	34.5 ± 4.3
3. Tak Granite	119.4 ± 8.8	32.4 ± 4.6
4. Chinese Granite	119.3 ± 18.3	34.0 ± 8.0
5. Saraburi Marble	78.7 ± 14.6	21.3 ± 4.4
6. Lopburi Marble	74.4 ± 12.6	28.7 ± 2.4
Clastic Rocks		
7. Phu Kradung Sandstone	72.8 ± 5.7	12.2 ± 0.7
8. Phu Phan Sandstone	72.4 ± 8.5	18.4 ± 1.1
9. Phra Wihan Sandstone	71.3 ± 9.0	13.9 ± 2.0
10. Sao Khua Sandstone	67.5 ± 4.6	11.5 ± 0.5



ในกลุ่มหินเนื้อเม็ดตะกอนค่ากำลังรับแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินแต่ละชนิด จะมีค่าที่ใกล้เคียงกัน ถึงแม้ว่าตัวอย่างหินในกลุ่มนี้จะมีสีที่เกิดจากชนิดของแร่ประกอบหินแตกต่างกันอย่างชัดเจน แสดงให้เห็นว่าชนิดของแร่ประกอบหินไม่น่าจะมีผลต่อกำลังรับแรงกดในแกนเดียว แต่น่าจะขึ้นกับประเภทของวัสดุประสานและลักษณะการเรียงตัวของเม็ดแร่

3.1.2 การทดสอบแรงเฉือนเพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน

การทดสอบแรงเฉือนมีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของหินที่มีผิวรอยแตกเรียบ (Basic friction angle, ϕ_0) ของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด และนำผลการทดสอบที่ได้ไปใช้ในการพัฒนาความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกต่อไป การทดสอบนี้จะใช้ตัวอย่างหิน 2 ขนาด โดยตัวอย่างหินบะซอลต์จะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้ว หนา 3 นิ้ว เนื่องจากตัวอย่างหินมีลักษณะเป็นหินก้อน ไม่สามารถตัดให้เป็นหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมได้ ส่วนหินอีก 9 ชนิดจะมีขนาดกว้าง 4 นิ้ว ยาว 4 นิ้ว หนา 3 นิ้ว ตัวอย่างหินทั้งหมดมีการเตรียมพื้นที่บริเวณรับแรงเฉือนด้วยเครื่องตัด (Saw-cut) โดยหินแต่ละชนิดจะใช้ตัวอย่างหินจำนวน 3 ชุด การทดสอบจะทำการใช้แรงกดตั้งฉากกับระนาบรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน 5 ค่า ซึ่งอยู่ในช่วงระหว่าง 500 ปอนด์ ถึง 4,500 ปอนด์ การทดสอบจะกระทำที่อุณหภูมิปกติ และปฏิบัติตามข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D5607 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981) เครื่องมือที่ใช้ทดสอบคือเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ รุ่น DR44 ซึ่งมีความสามารถในการให้แรงกดตั้งฉากถึง 10,000 ปอนด์ และแรงเฉือนถึง 30,000 ปอนด์ เครื่องทดสอบจะให้แรงกดในแนวตั้งฉากกับระนาบรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินโดยสามารถควบคุมให้มีอัตราการกดคงที่ ระหว่างทำการทดสอบจะบันทึกการเคลื่อนตัวในทิศทางตามแนวรอยแตกด้วยเครื่องมือที่วัดได้ละเอียดถึง 0.002 มิลลิเมตร ตามแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นทุก ๆ 100 ปอนด์ โดยการทดสอบจะกระทำจนถึงจุดสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือน (Peak shear strength) และให้ตัวอย่างหินเคลื่อนที่เป็นระยะทางประมาณ 10% ของระยะในแนวรับแรงเฉือน (หรือประมาณ 1 เซนติเมตร) จากนั้นจะทำการคลายแรงกดตั้งฉากและเลื่อนหินตัวอย่างไปที่ตำแหน่งเริ่มต้นอีกครั้งเพื่อเริ่มทำการทดสอบที่แรงกดตั้งฉากค่าอื่น ๆ จนกระทั่งครบทั้ง 5 ค่า กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดสามารถคำนวณได้จากค่าแรงเฉือนสูงสุดหารด้วยพื้นที่หน้าตัดของผิวสัมผัสดังนี้

$$\tau = F/A \quad (3.5)$$

โดยที่ τ คือ ความเค้นเฉือน F คือ แรงเฉือนที่กระทำกับผิวรอยแตก และ A คือ พื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนของตัวอย่างหิน (สมมติให้คงที่ในขณะที่ตัวอย่างหินเคลื่อนตัวในแนวเฉือน) ถ้าค่าแรงเฉือนที่กระทำกับผิวรอยแตกมีค่าสูงสุดเท่ากับ F_{max} ค่าความเค้นเฉือนสูงสุดของผิวรอยแตก τ_{max} (Shear Strength of rock joint) จะคำนวณได้จาก

$$\tau_{\max} = F_{\max} / A \quad (3.6)$$

รูปที่ 3.2 แสดงเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการในสภาพพร้อมทำการทดสอบ รูปที่ ข-1 ถึงรูปที่ ข-10 (ในภาคผนวก ข) แสดงค่ามุมเสียดทานพื้นฐานซึ่งหาได้จากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นตั้งฉากและค่าความเค้นเฉือนสูงสุดของตัวอย่างหินแต่ละชนิด และได้สรุปผลการทดสอบทั้งหมดในตารางที่ 3.2 เมื่อพิจารณาผลการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานเทียบกับผลการทดสอบกำลังรับแรงกดในแกนเดียวแสดงให้เห็นว่าในกลุ่มหินเนื้อผลึกหากไม่พิจารณาหินบุรีรัมย์ชะลอดต์พบว่า ตัวอย่างหินที่มีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวสูงจะมีค่ามุมเสียดทานพื้นฐานต่ำ ซึ่งตรงข้ามกับกลุ่มหินเนื้อเม็ดตะกอนที่ตัวอย่างหินมีกำลังรับแรงกดในแกนเดียวสูงจะมีค่ามุมเสียดทานพื้นฐานสูง

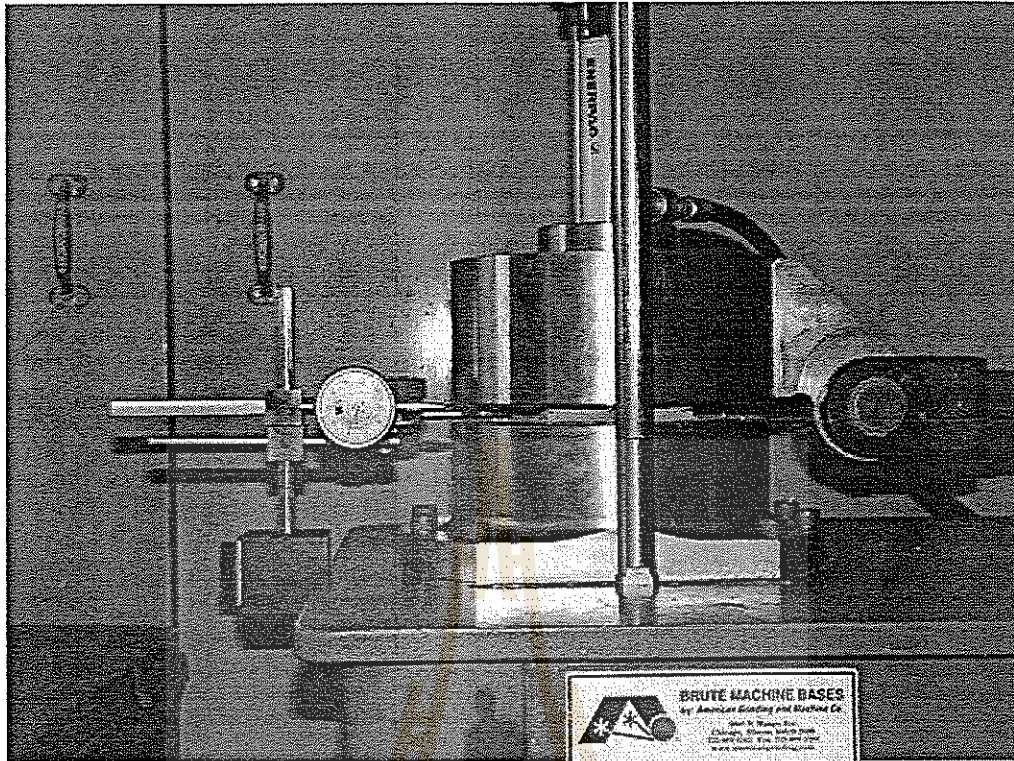
3.2 การศึกษาลักษณะทางแร่วิทยา

ในการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาจะเป็นการศึกษาลักษณะทางกายภาพพื้นฐานโดยอาศัยวัสดุอุปกรณ์ได้แก่ ตัวอย่างหิน ฆ้อนธรณี แวนขยาย (Hand lens) อุปกรณ์ทดสอบความแข็ง และไม้โปรแทรกเตอร์ มีวัตถุประสงค์เพื่อจำแนกชนิดของตัวอย่างหิน ลักษณะเนื้อหิน แร่ประกอบหิน และชื่อหิน ซึ่งผลการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด แสดงในตารางที่ 3.3

3.3 การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวยรอยแตก

การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวยรอยแตกมีวัตถุประสงค์เพื่อแสดงความขรุขระของพื้นผิวยรอยแตกที่มีความไม่ราบเรียบและมีลักษณะเป็นคลื่นลอน ในรูปของค่าดัชนีตั้งแต่ 0 ถึง 20 (Hoek and Bray, 1981) การวัดค่านี้ใช้การประมาณด้วยสายตาด้วยการเปรียบเทียบโดยตรงกับลักษณะของความขรุขระ

การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวยรอยแตกจะทำการประเมินตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด ชนิดละ 3 ก้อน ตัวอย่างหินมีขนาดประมาณ 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว โดยใช้ตัวอย่างหินทั้งหมดจะถูกจัดเตรียมผิวสัมผัสของรอยแตกให้มีลักษณะคล้ายกับผิวยรอยแตกที่เกิดขึ้นโดยธรรมชาติ โดยการกดตัวอย่างหินให้แตก การประเมินตัวอย่างหินจะกระทำพร้อมกันทั้งหมดโดยนักศึกษาระดับปริญญาตรี ถึงระดับปริญญาเอก สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี จำนวน 7 คน ซึ่งผลการประเมินแสดงในตารางที่ 3.4 ผลการประเมินแสดงให้เห็นว่าหินในกลุ่มเนื้อผลึกจะมีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระสูงกว่าหินในกลุ่มเนื้อเม็ดตะกอน และหินในกลุ่มเนื้อผลึกที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระสูงมักมีลักษณะเนื้อผลึกที่ค่อนข้างหยาบ หินในกลุ่มเนื้อเม็ดตะกอนผลการประเมินแสดงให้เห็นว่าหินในกลุ่มนี้จะมีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระต่ำกว่าหินกลุ่มเนื้อผลึก และมีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระใกล้เคียงกัน



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างหินทรายขนาดพื้นที่หน้าตัด 4x4 นิ้ว ติดตั้งพร้อมทดสอบอยู่ในเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ โดยในการทดสอบจะวัดการเคลื่อนตัวโดยตรงของตัวอย่างหินทั้งชั้นบนและล่างด้วย Dial Gage

ตารางที่ 3.2 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนเพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐานสำหรับ
ตัวอย่างหิน 10 ชนิด แต่ละชนิดจะใช้ตัวอย่างหิน 3 ก้อน

Rock Types	ϕ_b No.1 (degrees)	ϕ_b No.2 (degrees)	ϕ_b No.3 (degrees)	ϕ_b Average (degrees)
Crystalline Rocks				
1. Burirum Basalt	36	37	33	35.3 ± 2.08
2. Vietnamese Granite	17	20	18	18.3 ± 1.53
3. Tak Granite	24	25	25	24.7 ± 0.58
4. Chinese Granite	26	26	25	25.7 ± 0.58
5. Saraburi Marble	34	34	35	34.3 ± 0.58
6. Lopburi Marble	34	37	36	35.7 ± 1.53
Clastic Rocks				
7. Phu Kradung Sandstone	32	35	34	33.7 ± 1.53
8. Phu Phan Sandstone	29	33	33	31.7 ± 2.31
9. Phra Wihan Sandstone	29	34	32	31.7 ± 2.52
10. Sao Khua Sandstone	27	32	33	30.7 ± 3.21

ตารางที่ 3.3 สรุปผลการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาของตัวอย่างหิน

Rock Types	Mineral composition	Description	Rock Name
Burirum Basalt	50/50% of pyroxene and plagioclase	Aphanitic basalt, very dark grey to black in colour, densed with a few vesicles (less than 1%), no olivine crystal observed	Aphanitic basalt
Vietnamese Granite	Orthoclase 75% , Quartz 10% , Plagioclase 10% and Amphibole 7%	Felsic phaneritic granite, appearing pink, crystals of minerals can be seen by naked eyes, fine grained with average size of 2-5 mm in length, quartz is generally smaller than feldspar, orthoclase phynocryst (> 1cm) also present	Composition of high percentage orthoclase and less than 20% quartz refers to “quartz syenite”
Tak Garnite	plagioclase 40%, quartz 30%, orthoclase 5%, amphibole 3% and biotite 2%	Felsic phaneritic granite, appearing grey with black and white spotted, crystals of minerals can be seen by eyes, fine grained with average size of 4-5 mm., quartz and feldspar are equally of the same size	Composition of plagioclase and quartz rich (70%), less than 10% mafic minerals refers to “plagiogranite”

ตารางที่ 3.3 สรุปผลการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาของตัวอย่างหิน (ต่อ)

Rock Types	Mineral composition	Description	Rock Name
Chinese Granite	plagioclase 70%, quartz 15%, orthoclase 7%, amphibole 5% and biotite 3%	Intermediate phaneritic granite, appearing white with scattered black, crystals of minerals can be seen by eyes, coarse grained, quartz and feldspar generally of equal size, average size of more than 5 mm, plagioclase crystals reach 1 cm, showing striations	Composition of plagioclase rich (70%), less than 20% quartz, and less than 10% mafic minerals refers to “quartz monzonite”
Saraburi Marble	100% calcite	Meta-sedimentary rock, appearing yellowish brown, non granular, non foliated, showing original texture of limestone with metamorphosed fossils and rock fragments, strongly reacts with HCL without powdering Discussion: The rock should have been overcome the low grade metamorphism according to undestroyed original texture. Calcite is still retained. Original rock was moderately abundant fossiliferous limestone, containing 40% fossils, 10% intraclasts with micrite matrix, also called “sparce biomicrite”	limestone marble

ตารางที่ 3.3 สรุปผลการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาของตัวอย่างหิน (ต่อ)

Rock Types	Mineral composition	Description	Rock Name
Lopburi Marble	100% calcite	Granular marble, appearing white, calcite grains can be seen by eye, average size of 2 mm, equidimensional, mineral grains crumbled by hand, strongly reacts with HCL without powdering Discussion: The original rock can be any limestone but it was overcome low-high temperature-intermediate pressure metamorphism. Calcite is still retained in the rock which reacts strongly with HCL. Though shape of calcite crystals are interlocking and changed to be more rounded. It is easy to be crumbled by hand	According to the reaction with HCL without powdering, this rock is designated as “limestone marble”
Phu Kradung Sandstone	lithic fragment 70%, quartz 18%, mica 7%, feldspar 3%, and other 2%	Fine grained sandstone, grayish green, lithic fragment and quartz dominated with less mica, well sorted, angular, slightly reacts with HCL	The rich of lithic fragment and reaction with HCL suggest “calcareous lithic sandstone”

ตารางที่ 3.3 สรุปผลการศึกษาลักษณะทางแร่วิทยาของตัวอย่างหิน (ต่อ)

Rock Types	Mineral composition	Description	Rock Name
Phu Phan Sandstone	quartz 72%, feldspar 20%, rock fragment 3%, mica 3%, and other 2%	Fine grained sandstone, brownish yellow, quartz and feldspar dominated with a few mica, well sorted, angular, not react with HCL Discussion: Brownish yellow colour may originate from limonite, Fe-oxide mineral	The rock is composed mainly of quartz that suggests “quartz sandstone”
Phra Wihan Sandstone	quartz 75%, feldspar 15%, mica 7%, and lithic fragment 3%	Fine grained sandstone, brownish white with scattered black, quartz and feldspar dominated with less mica, well sorted, angular, not react with HCL	The rich of quartz and feldspar suggests “white quartz sandstone”
Sao Khua Sandstone	feldspar 70%, quartz 18%, mica 7%, rock fragment 3%, and other 2%	Fine grained sandstone, appearing red, feldspar and quartz dominated with less mica, well sorted, angular, not react with HCL. Discussion: Red colour may point to occurrence of oxidization by Fe-oxide	The composition of feldspar rich without gravel suggests to “arkosic feldspathic sandstone”

ตารางที่ 3.4 สรุปผลการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวยรอยแตก (JRC)

Rock Types	Specimen No.	JRC
Crystalline Rocks		
1. Burirum Basalt	BA-01	8-11
	BA-02	8-11
	BA-03	8-11
2. Vietnamese Granite	RGR-01	10-12
	RGR-02	10-12
	RGR-03	8-10
3. Tak Granite	GGR-01	12-14
	GGR-02	8-10
	GGR-03	10-12
4. Chinese Granite	WGR-01	12-14
	WGR-02	14-16
	WGR-03	14-16
5. Saraburi Marble	YMB-01	8-10
	YMB-02	12-14
	YMB-03	8-10
6. Lopburi Marble	WMB-01	8-10
	WMB-02	10-12
	WMB-03	10-12

ตารางที่ 3.4 สรุปผลการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวรอยแตก (JRC) (ต่อ)

Rock Types	Specimen No.	JRC
Clastic Rocks		
7. Phu Kradung Sandstone	GST-01	6-8
	GST-02	6-8
	GST-03	6-8
8. Phu Phan Sandstone	YST-01	6-8
	YST-02	8-10
	YST-03	6-8
9. Phra Wihan Sandstone	WST-01	6-8
	WST-02	8-10
	WST-03	6-8
10. Sao Khua Sandstone	RST-01	4-6
	RST-02	6-8
	RST-03	6-8

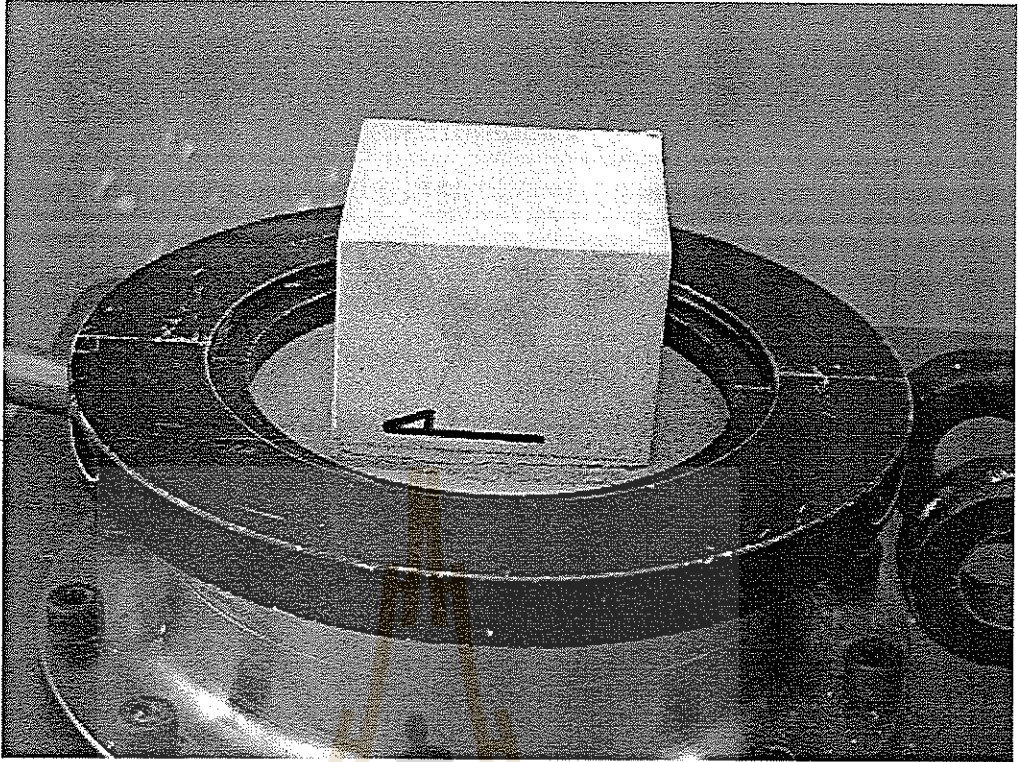
3.4 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่าความเค้นเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) และค่าความเค้นเฉือนคงค้าง (Residual shear strength) ของผิวรอยแตกของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด และนำผลการทดสอบที่ได้ไปใช้ในการสอบเทียบผลที่ได้จากผลงานวิจัยนี้ การทดสอบนี้จะใช้ตัวอย่างหิน 2 ขนาด โดยตัวอย่างหินบะซอลต์จะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้ว หนา 3 นิ้ว เนื่องจากตัวอย่างหินมีลักษณะเป็นหินก้อน ไม่สามารถตัดให้เป็นหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมได้ ส่วนหินอีก 9 ชนิดจะมีขนาดกว้าง 4 นิ้ว ยาว 4 นิ้ว หนา 3 นิ้ว ตัวอย่างหินทั้งหมดมีการเตรียมผิวรอยแตกให้มีลักษณะคล้ายกับที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ ทำการกดให้แตกด้วยเครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 โดยให้แรงที่กดมีลักษณะเป็นแนวยาว (Line load) ตามแนวที่ต้องการสร้างผิวรอยแตกจนกระทั่งตัวอย่างหินแตกออกจากกัน หินแต่ละชนิดจะใช้ตัวอย่างหินจำนวน 3 ชุดในการทดสอบ รูปที่ 3.3 และรูปที่ 3.4 แสดงการติดตั้งตัวอย่างหินทรายที่ลักษณะเป็นผิวแบบรอยแตกเพื่อใช้ในการทดสอบ

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนเพื่อหาค่าความเค้นเฉือนสูงสุดและค่าความเค้นเฉือนคงค้างจะทำการทดสอบหาลังรับแรงเฉือนสูงสุดของผิวรอยแตกเรียบที่มีแรงกดตั้งฉากกับระนาบรับแรงเฉือนแตกต่างกัน 3 ค่า อยู่ระหว่าง 500 ปอนด์ ถึง 4,500 ปอนด์ การทดสอบจะกระทำที่อุณหภูมิปกติ และปฏิบัติตามข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D5607 และข้อเสนอแนะของ ISRM (Brown, 1981) เครื่องมือที่ใช้ทดสอบคือเครื่องกดทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ รุ่น DR44 ซึ่งมีความสามารถในการให้แรงกดตั้งฉากถึง 10,000 ปอนด์ และแรงเฉือนถึง 30,000 ปอนด์ เครื่องทดสอบจะให้แรงกดในแนวตั้งฉากกับระนาบรับแรงเฉือนของตัวอย่างหิน โดยสามารถควบคุมให้มีอัตราการกดคงที่ ระหว่างทำการทดสอบจะบันทึกกระยะการเคลื่อนตัวในทิศทางตามแนวรอยแตกด้วยเครื่องมือที่วัดได้ละเอียดถึง 0.002 มิลลิเมตร ตามแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นทุก ๆ 100 ปอนด์ โดยการทดสอบจะกระทำจนถึงจุดสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือน และให้ตัวอย่างหินเคลื่อนที่เป็นระยะทางประมาณ 10% ของระยะในแนวรับแรงเฉือน (หรือประมาณ 1 เซนติเมตร) เพื่อให้ได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนคงค้าง การทดสอบนี้ตัวอย่างหินแต่ละชุดจะทำการทดสอบเพียงเที่ยวเดียวเท่านั้นเนื่องจากผิวรอยแตกของตัวอย่างหินจะแตกออกหลังจากการทดสอบ กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดและกำลังรับแรงเฉือนคงค้างสามารถคำนวณได้จากค่าแรงเฉือนสูงสุดหรือค่าแรงเฉือนคงค้างหารด้วยพื้นที่หน้าตัดของผิวสัมผัสดังนี้

$$\tau_p = P_p/A \quad (3.7)$$

$$\tau_r = P_r/A \quad (3.8)$$



รูปที่ 3.3 ตัวอย่างหินทรายขณะทำการติดตั้งในเครื่องทดสอบเพื่อหาค่ารับแรงเฉือนของรอยแตก ตัวอย่างหินทุกก้อนจะทำการวัดค่า JRC ของผิวรอยแตกและกำหนดทิศทางการเฉือนไว้ล่วงหน้า



รูปที่ 3.4 ตัวอย่างหินทรายถูกติดตั้งโดยการทดสอบจะวัดการเคลื่อนตัวตามแนวแรงเฉือน
ด้วยการติดตั้ง Dial Gage โดยตรงที่หินทั้งชั้นบนและล่าง

โดยที่ τ_p คือ ความเค้นเฉือนสูงสุด P_p คือ แรงเฉือนสูงสุดที่กระทำกับผิวรอยแตก A คือ พื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนของตัวอย่างหิน τ_r คือ ความเค้นเฉือนคงค้าง และ P_r คือ แรงเฉือนคงค้างกระทำกับผิวรอยแตกหลังจากผิวรอยแตกรับแรงเฉือนสูงสุด

ภาคผนวก ค (รูปที่ ค-1 ถึงรูปที่ ค-30) แสดงผลการทดสอบซึ่งอยู่ในรูปของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด และสรุปผลการทดสอบทั้งหมดลงในตารางที่ 3.5

3.5 การจำแนกระดับความแข็งของหินในภาคสนาม

การจำแนกระดับความแข็งของหินในภาคสนามเป็นวิธีการอย่างง่ายที่ใช้จำแนกเกรดความแข็งของหิน (Grade) ได้ถูกเสนอโดย ISRM (Brown, 1981) โดยเกรดความแข็งจะมีค่าอยู่ในช่วง R0-R6 สามารถประเมินด้วยการใช้เครื่องมือพื้นฐานของนักธรณีวิทยาคือ มีดพับและฆ้อนธรณี การจำแนกระดับความแข็งในงานวิจัยนี้ได้ทำการประเมินตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด โดยใช้ตัวอย่างหินขนาดประมาณ 4 นิ้ว โดยผู้ประเมินเป็นนักศึกษาระดับปริญญาตรี สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี จำนวน 2 คน ตารางที่ 3.6 แสดงผลการประเมินระดับความแข็งของหินในภาคสนามของตัวอย่างหินจำนวน 10 ชนิด

3.6 การประเมินค่ามุมเสียดทานพื้นฐานด้วยวิธี Tilt Test

ตารางที่ 3.7 แสดงผลการทดสอบ Tilt test (Chryssanthakis, 2003) ของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด รอยแตกของแต่ละคู่ตัวอย่างหินจะเป็นผิวตัดเรียบ การวัดค่ามุมที่เกิดการเคลื่อนไหลมีความละเอียดเท่ากับ ± 1 องศา เมื่อนำผลมาเปรียบเทียบกับค่ามุมเสียดทานพื้นฐานที่วัดได้จาก Direct shear test พบว่าสำหรับกลุ่มตัวอย่างหินทราย ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานจากการทดสอบทั้งสองชนิดมีค่าใกล้เคียงกัน แต่ในกลุ่มตัวอย่างหินแกรนิต หินอ่อน และหินบะซอลต์ ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานที่ได้จากการทดสอบทั้งสองมีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากการทดสอบแบบ Tilt test เป็นการทดสอบที่มีค่าความเค้นตั้งฉากเพียงค่าเดียว (คือน้ำหนักของตัวอย่างหินก้อนบน) ค่า ϕ_u ที่ได้จึงไม่แม่นยำเท่ากับผลของ Direct shear test ดังนั้นค่า ϕ_u ที่ได้จาก Tilt test จึงไม่นำมาพิจารณาในการหาความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์กับคุณสมบัติของตัวอย่างหิน

ตารางที่ 3.5 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการสอบเทียบ

Rock Types	Specimen No.	JRC	Normal Load (lbs)	Normal Stress (kPa)	Peak Shear Strength (kPa)	Residual Shear Strength (kPa)
Crystalline Rocks						
1. Burirum Basalt	BA-01	8-10	2500	1655	1986	1589
	BA-02	8-10	4500	2986	3185	2256
	BA-03	8-10	5500	3636	3305	2974
2. Vietnamese Granite	RGR-01	10-12	2500	1068	3204	1197
	RGR-02	10-12	4500	1922	3588	1643
	RGR-03	8-10	5500	2378	4150	1837
3. Tak Granite	GGR-01	12-14	2500	1051	1555	1177
	GGR-02	8-10	4500	1932	2833	1631
	GGR-03	10-12	5500	2291	4581	2156
4. Chinese Granite	WGR-01	12-14	2500	1080	2938	1123
	WGR-02	14-16	4500	1950	3293	1647
	WGR-03	14-16	5500	2386	3557	1822
6. Saraburi Marble	YMB-01	8-10	2500	1078	1250	1034
	YMB-03	8-10	3000	1588	2146	1588
	YMB-02	12-14	4500	1934	2450	1891
5. Lopburi Marble	WMB-01	8-10	2500	1060	1230	763
	WMB-03	10-12	3000	1255	1589	1255
	WMB-02	10-12	4500	1893	2861	2020

ตารางที่ 3.5 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกเพื่อนำมาใช้ในการสอบเทียบ (ต่อ)

Rock Types	Specimen No.	JRC	Normal Load (lbs)	Normal Stress (kPa)	Peak Shear Strength (kPa)	Residual Shear Strength (kPa)
Clastic Rocks						
7. Phu Kradung Sandstone	GST-01	6-8	2500	1076	1076	904
	GST-03	6-8	3000	1282	1367	1111
	GST-02	6-8	4500	1939	1852	1465
8. Phu Phan Sandstone	YST-01	6-8	2500	1075	1333	1161
	YST-03	6-8	3000	1288	1545	1116
	YST-02	8-10	4500	1932	2704	1889
9. Phra Wihan Sandstone	WST-01	6-8	2500	1078	1380	1078
	WST-03	6-8	3000	1292	1464	1205
	WST-02	8-10	4500	1945	2075	1599
10. Sao Khua Sandstone	RST-01	4-6	2500	1069	1197	727
	RST-03	6-8	3000	1271	1356	932
	RST-02	6-8	4500	1943	1900	1598

ตารางที่ 3.6 สรุปผลการจำแนกระดับความแข็งของหินที่ใช้ในการทดสอบจากกลุ่มผู้ประเมิน

Rock Types	Student No.1		Student No.2	
	Strength Rating by ISRM	σ_c (MPa)	Strength Rating by ISRM	σ_c (MPa)
Crystalline Rocks				
1. Burirum Basalt	R4	50-100	R5	100-250
2. Vietnamese Granite	R6	>250	R5	100-250
3. Tak Granite	R5	100-250	R5	100-250
4. Chinese Granite	R5	100-250	R5	100-250
5. Saraburi Marble	R2	5-25	R4	50-100
6. Lopburi Marble	R3	25-50	R4	50-100
Clastic Rocks				
7. Phu Kradung Sandstone	R6	>250	R4	50-100
8. Phu Phan Sandstone	R4	50-100	R4	50-100
9. Phra Wihan Sandstone	R4	50-100	R4	50-100
10. Sao Khua Sandstone	R5	100-250	R5	100-250

ตารางที่ 3.7 ผลการทดสอบ Tilt test (Block)

Rock types	ϕ_b (degrees)
1. Burirum Basalt	26
2. Vietnamese Granite	34
3. Tak Granite	30
4. Chinese Granite	25
5. Saraburi Marble	25
6. Lopburi Marble	28
7. Phu Kradung Sandstone	33
8. Phu Phan Sandstone	31
9. Phra Wihan Sandstone	34
10. Sao Khua Sandstone	34

บทที่ 4

ความสัมพันธ์ของมุมเสียดทานพื้นฐาน

เนื้อหาในบทนี้นำเสนอข้อมูลเกี่ยวกับค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_0) ของรอยแตกของหินชนิดต่าง ๆ ที่ได้รวบรวมไว้จากเอกสารอ้างอิง มุมเสียดทานพื้นฐานได้นำมาเปรียบเทียบกับค่าแรงกดและแรงดึงสูงสุดของหิน (σ_c, σ_t) และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหิน (E) เพื่อศึกษาความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ โดยนำฐานข้อมูลเหล่านี้ได้มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยนี้

4.1 การเปรียบเทียบผลที่ได้จากงานวิจัยกับข้อมูลจากแหล่งอื่น

ตารางที่ 4.1 รวบรวมผลที่ได้จากการทบทวนวรรณกรรมวิจัยในส่วนของคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์และค่ามุมเสียดทานพื้นฐานได้นำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยนี้ซึ่งได้ข้อสรุปจากกลุ่มหินชนิดต่าง ๆ ดังนี้

กลุ่มหินบะซอลต์ ค่า ϕ_0 ที่ทดสอบได้จากงานวิจัยนี้อยู่ในช่วงค่าที่วัดได้จากหินบะซอลต์จากแหล่งอื่น เมื่อพิจารณาทุกแหล่งค่า ϕ_0 ของหินบะซอลต์จะผันแปรค่อนข้างมากจาก 31 ถึง 50 องศา

กลุ่มหินแกรนิต หินไนส์ และหินชีสต์ จะมีค่า ϕ_0 ผันแปรค่อนข้างสูงเช่นกัน โดยมีค่าต่ำสุดเท่ากับ 18 องศา และสูงสุดเท่ากับ 55 องศา ค่า ϕ_0 ที่ทดสอบได้จากงานวิจัยนี้สำหรับหินแกรนิตทั้งสามชนิดจะอยู่ในช่วงค่อนข้างต่ำเมื่อเทียบกับ ϕ_0 ที่ได้จากหินแกรนิต และหินไนส์จากแหล่งอื่น ทั้งนี้อาจเกิดจากความเรียบหรือความขรุขระของรอยแตกที่เกิดจากการตัดหินแกรนิตทั้งสามแหล่งในงานวิจัยนี้มีผิวเรียบมากถึงแม้จะไม่ได้ฝนผิวก็ตาม ซึ่งอาจจะทำให้ค่า ϕ_0 ที่ทดสอบได้มีค่าต่ำ

กลุ่มหินอ่อนและหินปูน ค่า ϕ_0 ที่ทดสอบได้ในงานวิจัยนี้สำหรับหินอ่อนทั้งสองแหล่งมีค่าใกล้เคียงกับหินอ่อนจากแหล่งอื่น ยกเว้นหินอ่อนที่มาจาก Georgia

กลุ่มหินทราย หินดินเหนียว และหินโคลน ค่า ϕ_0 มีการผันแปรค่อนข้างมาก แต่ค่าส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วง 30 ถึง 35 องศา ซึ่งสอดคล้องกับผลที่ทดสอบได้จากงานวิจัยนี้โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 31 ถึง 34 องศา

ข้อมูลที่รวบรวมสำหรับค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน ถึงแม้จะมีเอกสารอ้างอิงแต่ก็มีข้อมูลจากหลายชุดที่เอกสารอ้างอิงมิได้บ่งบอกแหล่งที่มาของตัวอย่างหิน และค่าคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินเหล่านั้น ซึ่งในประเด็นความไม่ครบถ้วนของข้อมูลจะรวมไปถึงข้อมูลของชนิดหินที่ไม่อยู่ในงานวิจัยนี้ด้วย

ตารางที่ 4.1 ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานเปรียบเทียบกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์สำหรับหินชนิดต่าง ๆ

Rock type	Location / Name	σ_c MPa	E GPa	σ_t MPa	ϕ_b Degrees	Sources
Amphibolite	N/A	N/A	N/A	N/A	32	Hoek and Bray (1981)
Aplite	N/A	N/A	N/A	N/A	31-35	Duzgun et al. (2002)
Basalt	N/A	N/A	N/A	N/A	31-38	Hoek and Bray (1981)
	N/A	250	90	15	50	Waltham (1994)
	Nevada	148	N/A	N/A	31	Goodman (1989)
	Burirum	188	33.2	N/A	33-37	* SUT
Chalk	N/A	N/A	N/A	N/A	30	Hoek and Bray (1981)
	N/A	15	6	0.3	25	Waltham (1994)
Clay	N/A	2	0.2	2	20	Waltham (1994)
Conglomerate	N/A	N/A	N/A	N/A	35	Hoek and Bray (1981)
Dolomite	N/A	N/A	N/A	N/A	27-31	Hoek and Bray (1981)
	Hasmark	N/A	N/A	N/A	35	Goodman (1989)
Gneiss	N/A	160	45.9	3.5	36	Grasselli and Egger (2003)
	N/A	60	21.1	N/A	36	
	N/A	N/A	N/A	N/A	23-29	Hoek and Bray (1981)
	N/A	N/A	N/A	N/A	26-30	Duzgun et al. (2002)
	N/A	150	45	10	30	Waltham (1994)
Granite	Tarn	173	48.4	8.8	34	Grasselli and Egger (2003)
	N/A	N/A	N/A	N/A	29-35	Hoek and Bray (1981)
	N/A	N/A	N/A	N/A	31-35	
	N/A	200	75	15	55	Waltham (1994)
	Stone mountain	N/A	N/A	N/A	51	Goodman (1989)

ตารางที่ 4.1 ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานเปรียบเทียบกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์สำหรับหินชนิดต่าง ๆ
(ต่อ)

Rock type	Location / Name	σ_c MPa	E GPa	σ_t MPa	ϕ_b Degrees	Sources
Granite	N/A	N/A	N/A	N/A	31-35	Duzgun et al. (2002)
	Inada	N/A	N/A	N/A	47	Goodman (1989)
	Vietnamese	138	34.5	N/A	17-20	* SUT
	Tak	119	32.4	N/A	24-25	
	Chinese	119	34	N/A	25-26	
Greywacke	N/A	180	60	15	45	Waltham (1994)
Gypsum	N/A	25	20	1	30	Waltham (1994)
Hornfels	N/A	250	80	N/A	40	Waltham (1994)
	N/A	N/A	N/A	N/A	31-35	Duzgun et al. (2002)
Limestone	Wolf camp	N/A	N/A	N/A	34	Goodman (1989)
	Magny	25	14.9	2.4	36	Grasselli and Egger (2003)
	Port du gard	5	3.6	1	37	
	N/A	100	60	10	35	Waltham (1994)
	N/A	25	15	2	35	
	Indiana	N/A	N/A	N/A	42	Goodman (1989)
	N/A	N/A	N/A	N/A	31-37	Duzgun et al. (2002)
Marble	Carrara	87	29.6	9.2	37	Grasselli and Egger (2003)
	N/A	100	60	10	35	Waltham (1994)
	Georgia	N/A	N/A	N/A	25	Goodman (1989)
	Saraburi	79	21	N/A	34-35	* SUT
	Lopburi	74	29	N/A	34-37	
Micaschist	N/A	N/A	N/A	N/A	26	Duzgun et al. (2002)

ตารางที่ 4.1 ค่ามอดูลีคทานพื้นฐานเปรียบเทียบกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์สำหรับหินชนิดต่าง ๆ
(ต่อ)

Rock type	Location / Name	σ_c MPa	E GPa	σ_t MPa	ϕ_b Degrees	Sources
Mudstone	N/A	40	10	1	30	Waltham (1994)
	N/A	N/A	N/A	N/A	20-25	Duzgun et al. (2002)
Quartzite	Sioux	N/A	N/A	N/A	48	Goodman (1989)
	N/A	N/A	N/A	N/A	30	Duzgun et al. (2002)
Sandstone	N/A	10	25.4	0.7	37	Grasselli and Egger (2003)
	N/A	N/A	N/A	N/A	25-35	Hoek and Bray (1981)
	N/A	70	30	5	45	Waltham (1994)
	N/A	20	4	1	40	
	Berea	N/A	N/A	N/A	27	Goodman (1989)
	Bartlesville	N/A	N/A	N/A	37	
	Pottsville	N/A	N/A	N/A	45	
	N/A	N/A	N/A	N/A	31-33	Duzgun et al. (2002)
	N/A	N/A	N/A	N/A	31-33	
	N/A	N/A	N/A	N/A	26-32	
	Phu Kradung	73	12	N/A	32-35	* SUT
	Phu Phan	72	18	N/A	29-33	
	Phra Wihan	71	14	N/A	29-34	
	Sao Khua	67	11	N/A	37-33	
Schist	N/A	60	20	2	25	Waltham (1994)
Serpentinite	N/A	166	76.8	6	39	Grasselli and Egger (2003)
	N/A	74	39.4	16.3	39	
Shale	N/A	N/A	N/A	N/A	27	Hoek and Bray (1981)

ตารางที่ 4.1 ค่ามอดูลีความต้านทานพื้นฐานเปรียบเทียบกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์สำหรับหินชนิดต่าง ๆ
(ต่อ)

Rock type	Location / Name	σ_c MPa	E GPa	σ_t MPa	ϕ_b Degrees	Sources
Shale	N/A	20	2	0.5	25	Waltham (1994)
	N/A	N/A	N/A	N/A	14	Goodman (1989)
	Stockton	N/A	N/A	N/A	22	
	Edmonton	N/A	N/A	N/A	7	
Siltstone	N/A	N/A	N/A	N/A	27-31	Hoek and Bray (1981)
	Repetto	N/A	N/A	N/A	32	Goodman (1989)
	N/A	N/A	N/A	N/A	25-33	Duzgun et al. (2002)
Slate	N/A	N/A	N/A	N/A	25-30	Hoek and Bray (1981)
	N/A	90	30	10	25	Waltham (1994)
	N/A	N/A	N/A	N/A	25-30	Duzgun et al. (2002)
Soapstone	N/A	N/A	N/A	N/A	20	Duzgun et al. (2002)
Tuff	N/A	N/A	N/A	N/A	21	Duzgun et al. (2002)

หมายเหตุ * SUT คือ ผลการทดสอบในงานวิจัยนี้

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

4.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_c กับ σ_c

ฐานข้อมูลที่แสดงในตารางที่ 4.1 ระบุว่าความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_c กับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินชนิดต่าง ๆ ก่อนข้างซับซ้อน และอาจไม่เป็นความสัมพันธ์ที่ตรงไปตรงมาอย่างที่คาดคะเนไว้ นอกจากนั้นการศึกษาความสัมพันธ์ดังกล่าวมีความยากเพราะข้อมูลที่มีอยู่ไม่เพียงพอ ประกอบกับการทดสอบของแต่ละผู้วิจัยอาจมีความแตกต่างกันในประเด็นของวิธีการ การจัดเตรียมตัวอย่างหิน และขบวนการทดสอบ ซึ่งรวมไปถึงความเรียบของผิวทดสอบ ขนาดของตัวอย่างหิน แรงกดในแนวตั้งฉาก อัตราการเลื่อน ฯลฯ

ถ้าสมมติให้ผลที่ได้จากการจัดเตรียมตัวอย่างหิน ไม่มีผลกระทบจากปัจจัยดังกล่าวข้างต้นหรือมีผลน้อยมาก หรืออีกนัยหนึ่งตัวอย่างทั้งหมดถูกจัดเตรียมด้วยวิธีเดียวกัน ผลที่ได้สามารถสรุปได้ดังนี้

ค่า ϕ_c จะไม่มีความสัมพันธ์กับ E และกับ σ_c ของหิน ไม่ว่าหินนั้นจะเป็นหินที่เกิดจากการตกผลึกหรือเกิดจากการตกตะกอน

ผลที่ได้จากการทดสอบระบุว่าค่า ϕ_c ของหินบะซอลต์มีแนวโน้มสูงขึ้น ถ้า σ_c มีค่าสูงขึ้น (รูปที่ 4.1) แต่จำนวนตัวอย่างหินที่มี σ_c ต่างกัน ไม่เพียงพอที่จะสรุปได้ว่าความสัมพันธ์นั้นเป็นจริงสำหรับหินบะซอลต์จากทุกแหล่ง

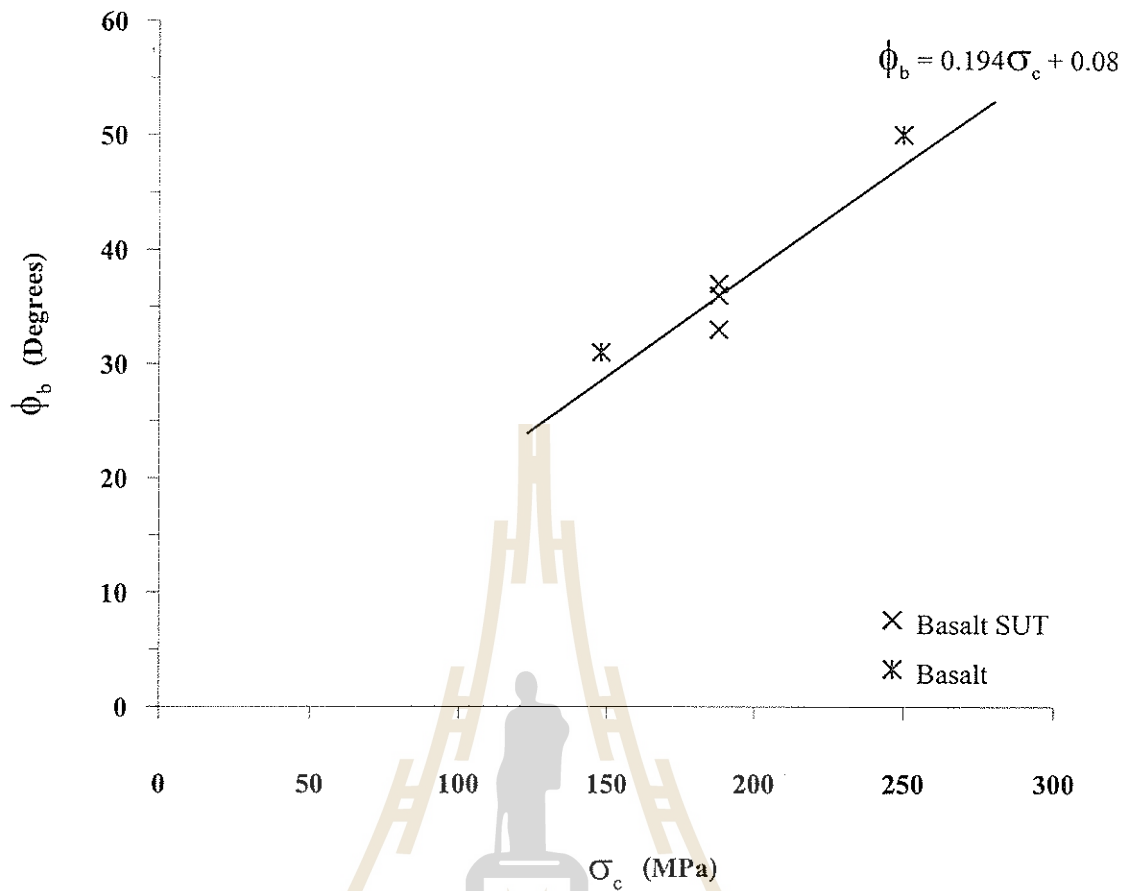
การเปรียบเทียบผลของค่า ϕ_c ของหินแกรนิต หินไนส์ และหินชีสต์ จากแหล่งต่าง ๆ ระบุว่าค่า ϕ_c ไม่มีความสัมพันธ์กับ σ_c โดยมีการผันแปรของค่า ϕ_c ก่อนข้างสูง (รูปที่ 4.2) ทั้งนี้อาจจะเกิดจาก วิธีการและลักษณะของผิวรอยแตกที่นำมาทดสอบแตกต่างกัน

สำหรับกลุ่มของหินทราย หินดินเหนียว และหินโคลน จะมีค่า ϕ_c ที่ไม่ขึ้นกับความแข็ง σ_c ของตัวอย่างหิน ค่า ϕ_c จะผันแปรอยู่ในช่วงก่อนข้างแคบระหว่าง 30 ถึง 40 องศา (โดยทั่วไป) ดังแสดงในรูปที่ 4.3

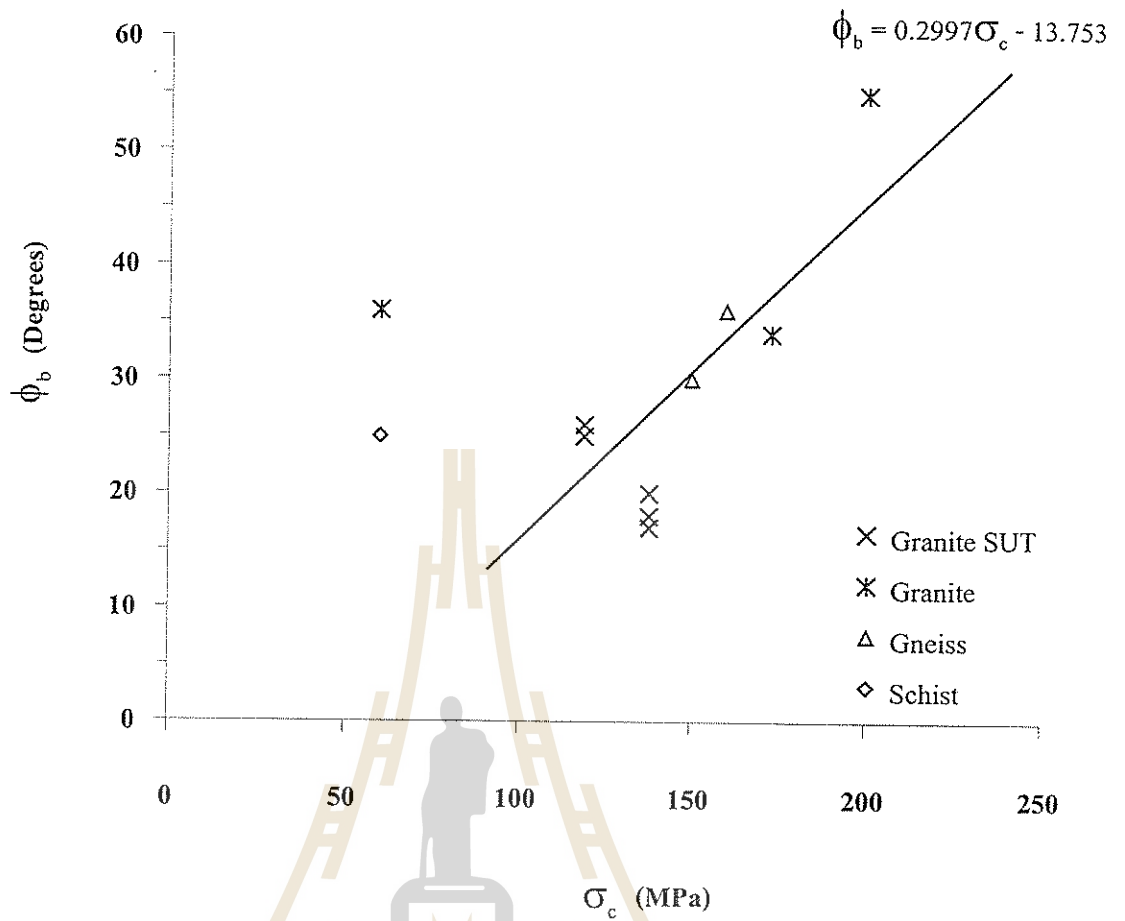
ค่า ϕ_c ของหินอ่อน และหินปูน จากทุกแหล่งที่มาจะมีค่าเฉลี่ยประมาณ 35 องศา และไม่ขึ้นกับ σ_c ของตัวอย่างหิน ดังแสดงในรูปที่ 4.4

รูปที่ 4.5 แสดงการเพิ่มขึ้นของค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน เมื่อค่ากำลังกดสูงสุดเพิ่มขึ้น สำหรับตัวอย่างหิน Chalk Greywack Hornfels Shale Slate และ Serpentinite

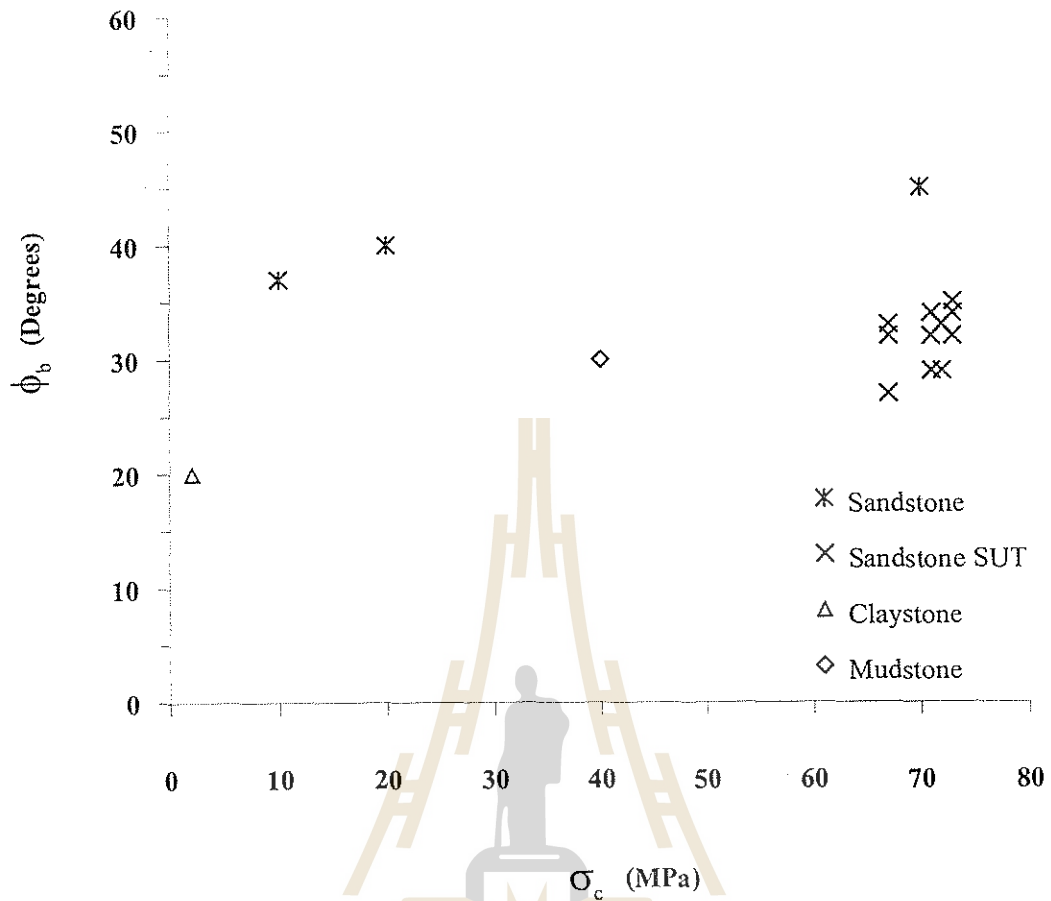
การเปรียบเทียบการผันแปรของ ϕ_c ต่อค่า σ_c แสดงให้เห็นว่า ถ้าไม่พิจารณาชนิดของหิน ตัวอย่างหินที่มีความแข็ง (σ_c) มากกว่า 100 MPa ขึ้นไป ϕ_c จะสูงขึ้นถ้า σ_c สูงขึ้น แต่ถ้าตัวอย่างหินมี σ_c น้อยกว่า 100 MPa ค่า ϕ_c ดูเหมือนว่าจะไม่ขึ้นกับ σ_c กล่าวคือ ค่า ϕ_c จะมีค่าค่อนข้างคงที่ การผันแปรของ ϕ_c ที่พบในช่วงนี้อาจจะเกิดจากการแปรปรวนเชิงแร่วิทยาและการแปรปรวนของความเรียบหรือความขรุขระของผิวตัวอย่างหินที่จัดเตรียมโดยการตัดเรียบ (Saw-cut)



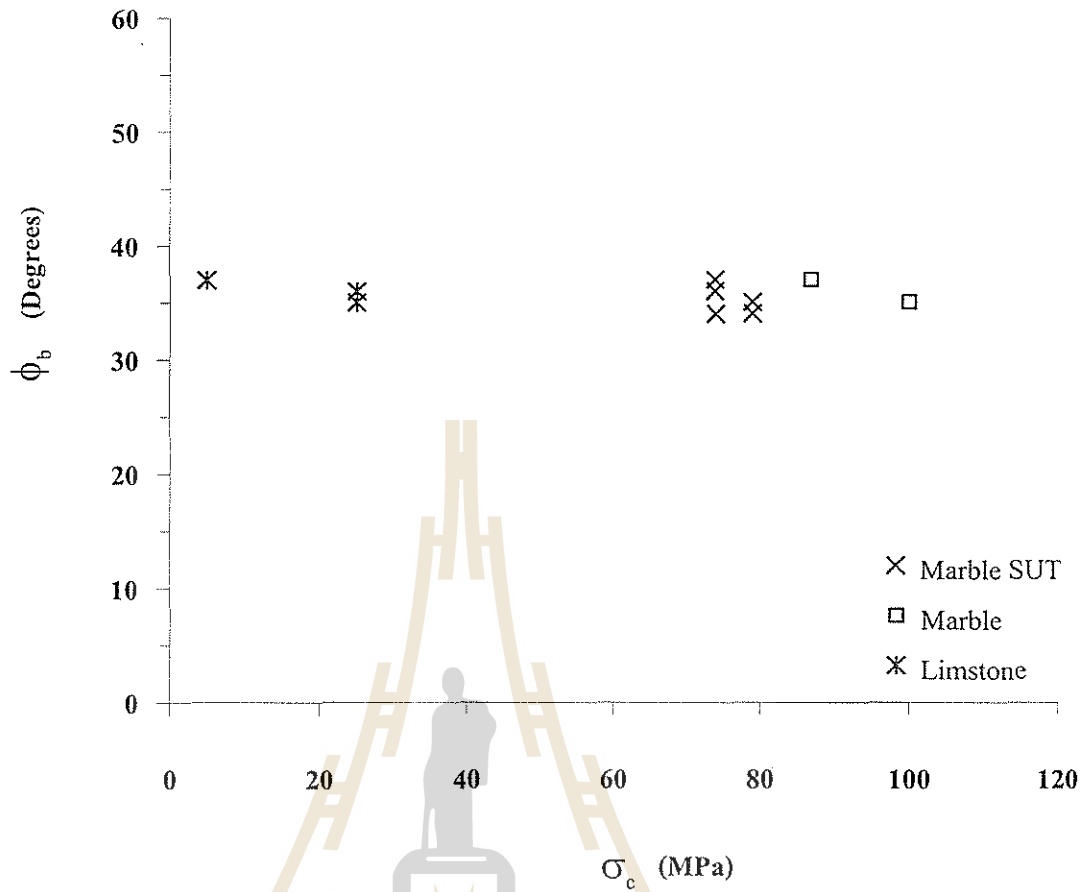
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินบะซอลต์



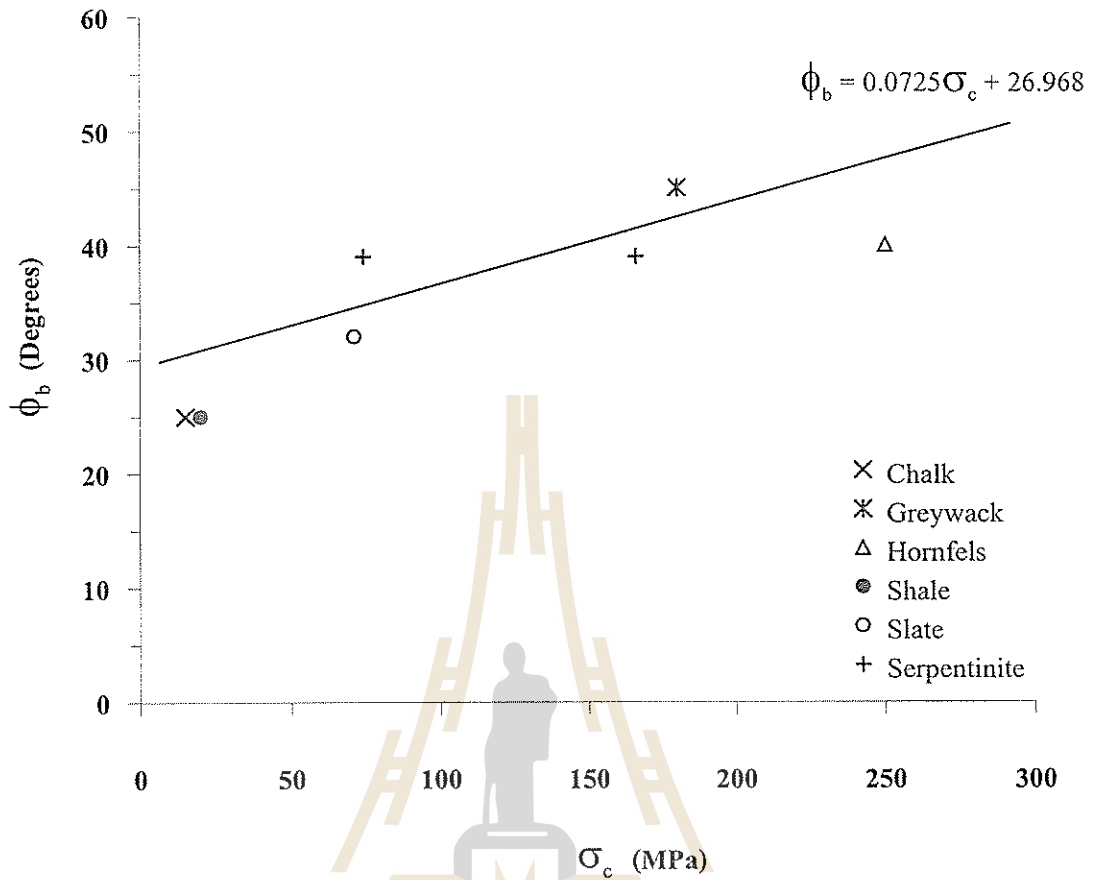
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินแกรนิต หินไนส์ และหินชีสต์



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินทราย หินดินเหนียว และหิน โคลน



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหินอ่อน และหินปูน



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของ ตัวอย่างหิน Chalk Greywack Hornfels Shale Slate และ Serpentinite

จากข้อสรุปข้างต้นจะเห็นได้ว่าค่า ϕ_c ของหินแต่ละชนิดมีการผันแปรที่ต่างกัน นอกจากนั้นคุณสมบัติเชิงกลวิทยา เช่น แรงค์ประกอบของหินแต่ละชนิด อาจจะไม่สามารถสร้างความสัมพันธ์ได้ เนื่องจากจำนวนและความหลากหลายของหินมีไม่เพียงพอ อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติการระบุค่า ϕ_c สามารถอาศัยข้อสรุปดังกล่าวข้างต้นเป็นแนวทางได้ ซึ่งความอ่อนไหวของกำลังรับแรงเฉือนของหินต่อค่า ϕ_c จะมีการศึกษาในบทต่อไป



บทที่ 5

การคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหิน

เนื้อหาในบทนี้เสนอผลของการคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกที่มีผิวขรุขระในระดับต่าง ๆ ของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิดที่ทดสอบในงานวิจัยนี้ โดยแต่ละชนิดหินจะมีการทดสอบจาก 3 ตัวอย่างหิน เพื่อสอบทานแนวคิดใหม่ในการกำหนดคุณลักษณะของรอยแตกผิวขรุขระ การคาดคะเนจะใช้กฎกำลังรับแรงเฉือนของ Barton โดยมีปัจจัย (ค่าคงที่) สำคัญที่นำมาวิเคราะห์ คือ ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_0) ค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ (JRC) และค่ากำลังรับแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_c, σ_j)

5.1 กฎที่ใช้ในการคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระ

จากการทบทวนวรรณกรรมวิจัยในบทที่ 1 สามารถสรุปได้ว่ากฎของ Barton เป็นกฎที่เหมาะสมที่สุดในเชิงวิศวกรรมเมื่อเทียบกับกฎอื่น ๆ ที่เสนอมานำอธิบายกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระของหิน ข้อดีหรือข้อได้เปรียบของกฎของ Barton เมื่อเทียบกับกฎอื่น ๆ สามารถสรุปได้ดังนี้

- (1) สามารถอธิบายความไม่เป็นเส้นตรงของความสัมพันธ์ $\tau - \sigma_n$ curve ได้เมื่อ σ_n มีค่าสูง จึงสอดคล้องกับพฤติกรรมที่แท้จริงของรอยแตกในหิน
- (2) ค่าความขรุขระ (JRC) สามารถสังเกตและวัดได้ในเชิงกายภาพ
- (3) ค่าคงที่ทั้งสามค่า (JRC, σ_c และ ϕ_0) สามารถกำหนดได้ด้วยวิธีทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- (4) สมการกฎของ Barton อยู่ในรูปแบบที่ง่ายและสะดวกที่จะนำมาใช้วิเคราะห์หรือออกแบบ (Practical)

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น งานวิจัยนี้จึงยอมรับกฎของ Barton โดยนำมาพัฒนาและศึกษาเพิ่มเติม แนวคิดเช่นนี้จะง่ายต่อการยอมรับในวงการวิชาการของวิศวกรรมหินเมื่อเทียบกับการพัฒนาสมการหรือกฎใหม่ขึ้นมา เพราะจากผลงานวิจัยที่นำเสนอในบทที่ 2 3 และ 4 สามารถสรุปได้ว่า การที่จะพัฒนาสมการใหม่สำหรับกฎรับแรงเฉือนของรอยแตกให้มีข้อได้เปรียบสูงกว่ากฎของ Barton คงจะเป็นไปได้ยาก

ถึงแม้งานวิจัยนี้จะมีได้เสนอกฎใหม่สำหรับอธิบายกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก และได้ยอมรับกฎของ Barton มาใช้ แต่แนวคิดใหม่ได้ถูกเสนอขึ้นเพื่อกำหนดค่าคงที่ในกฎของ Barton โดยอาศัยวิธีทดสอบในภาคสนามเท่านั้น และไม่มีทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทั้งนี้เพื่อลด

ค่าใช้จ่ายในการทดสอบค้ำที่ระบุไว้ในวัตถุประสงค์ของงานวิจัย วิธีหรือแนวคิดใหม่ดังกล่าวคือ การประเมินค่า σ_c หรือ UCS ของหิน โดยใช้วิธีที่แนะนำโดย ISRM (Brown, 1981) ประกอบกับการเลือกค่าความแข็งที่เหมาะสม และการประเมินค่า ϕ_b จากความสัมพันธ์ที่ได้พัฒนาในบทที่ 4

5.2 ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนสำหรับกฎของ Barton

ปัจจัยหรือค่าคงที่ที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนสำหรับกฎของ Barton ที่ศึกษาในงานวิจัยนี้ คือ ϕ_b , JRC และ σ_c (UCS)

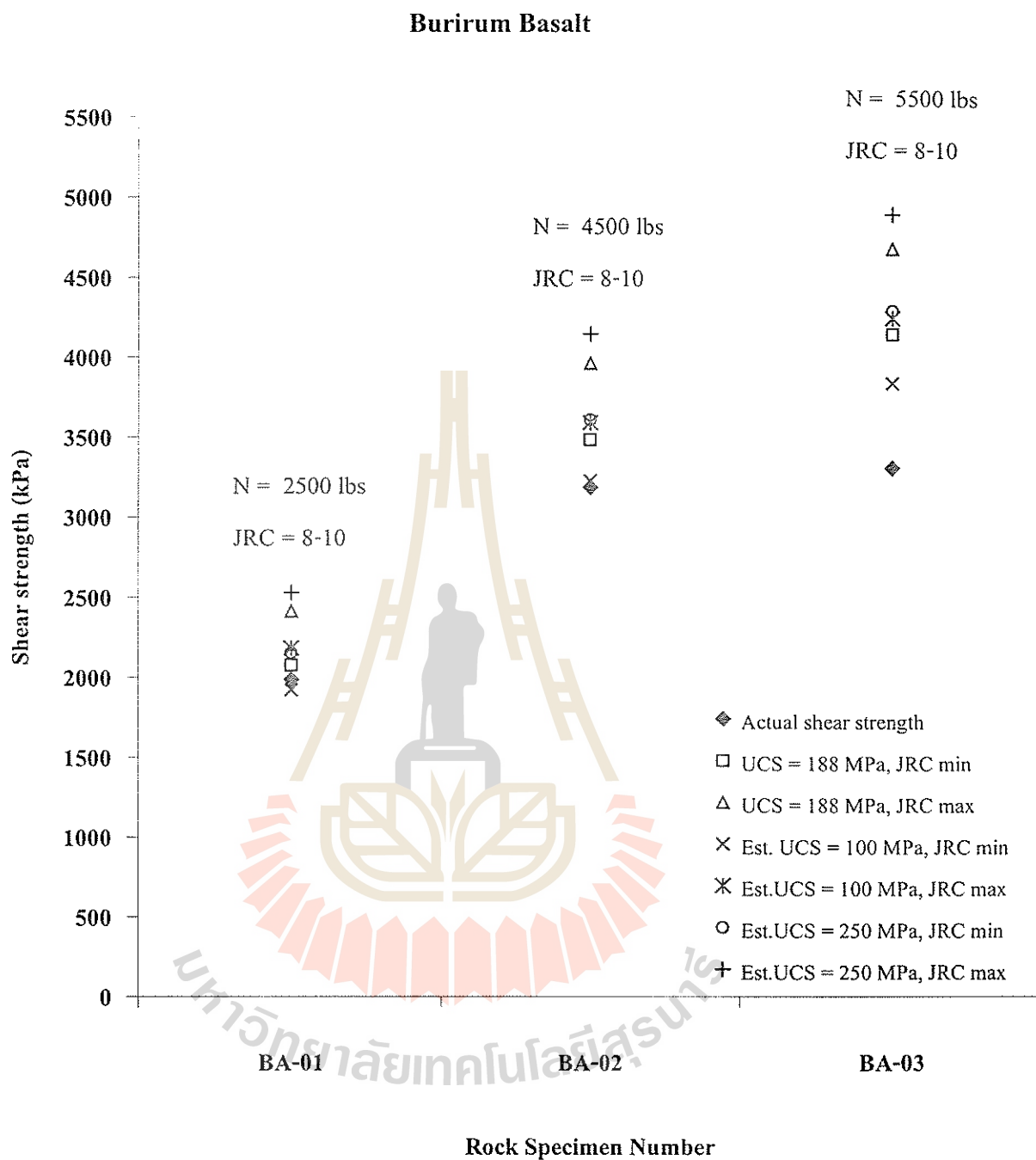
จากผลการศึกษาค่า ϕ_b ที่นำเสนอในบทที่ 4 พบว่าการผันแปรของ ค่า ϕ_b สำหรับหินแต่ละชนิดจะแตกต่างกัน ดังนั้นจึงไม่สามารถสร้างกฎเกณฑ์ทั่วไปสำหรับค่า ϕ_b เพื่อใช้กับหินทุกชนิด นอกจากนั้นจำนวนและความหลากหลายของตัวอย่างหินแต่ละชนิดมีน้อย เนื่องจากข้อจำกัดของชนิดหินที่หามาได้จากภาคสนาม ดังนั้นจึงทำให้ไม่สามารถสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ระหว่างลักษณะทางสถิติวิทยาหรือแร่วิทยากับค่า ϕ_b ได้ ด้วยเหตุนี้เพื่อให้สามารถศึกษาความอ่อนไหวของค่าคงที่อื่น ๆ ได้ (JRC และ UCS) การคาดคะเนในบทนี้จึงใช้ค่า ϕ_b ที่แท้จริงที่วัดได้ในห้องปฏิบัติการ โดยใช้ค่าเฉลี่ยจาก 3 ตัวอย่างสำหรับหินแต่ละชนิด

ค่า JRC ที่นำมาใช้ในการคาดคะเนจะพิจารณาช่วงค่าที่ประเมินได้ด้วยตาเปล่า โดยเปรียบเทียบจาก Profile ที่นำเสนอโดย Barton เพื่อวิเคราะห์ความอ่อนไหว (Sensitivity) ของค่า JRC ซึ่งค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดที่ประเมินได้สำหรับแต่ละตัวอย่างหินจะนำมาใช้ในการคำนวณ

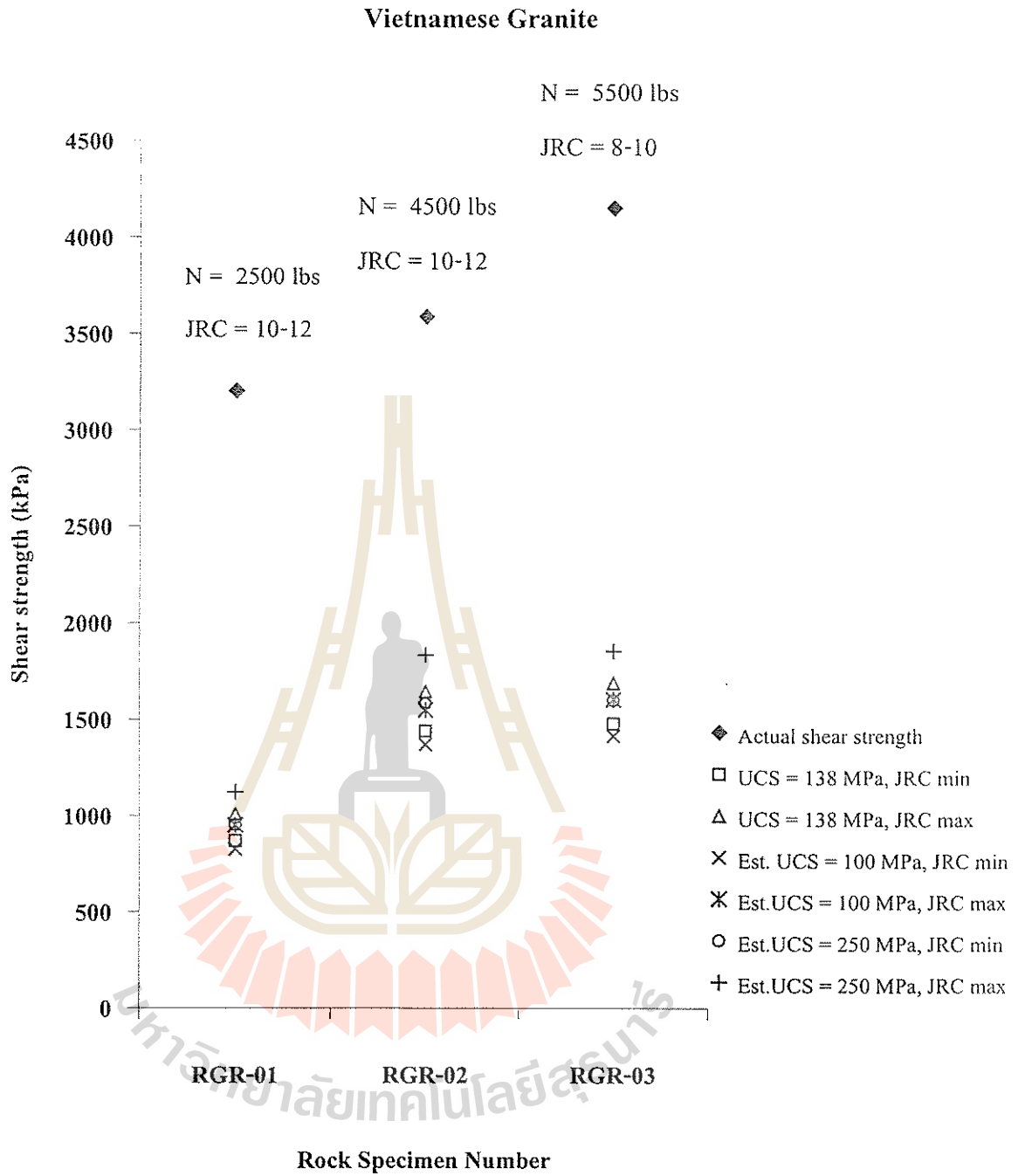
ค่ากำลังรับแรงกดสูงสุดของตัวอย่างหินหรือ UCS จะนำมาศึกษาเพื่อตรวจสอบความอ่อนไหวและความแม่นยำของการคาดคะเน โดยการคาดคะเนจะใช้ค่า UCS ที่ทดสอบได้จริงตามมาตรฐานสากล (การทดสอบแรงกดในแกนเดียว) และใช้ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดของช่วงค่าที่ประเมินได้ โดยใช้วิธีในภาคสนามที่นำเสนอโดย ISRM (Brown, 1981) การเปรียบเทียบผลการคำนวณจากค่าทั้งสามจะสามารถบ่งบอกความแม่นยำและความอ่อนไหวของค่า UCS ที่ใช้ในกฎของ Barton

5.3 ผลการคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระ

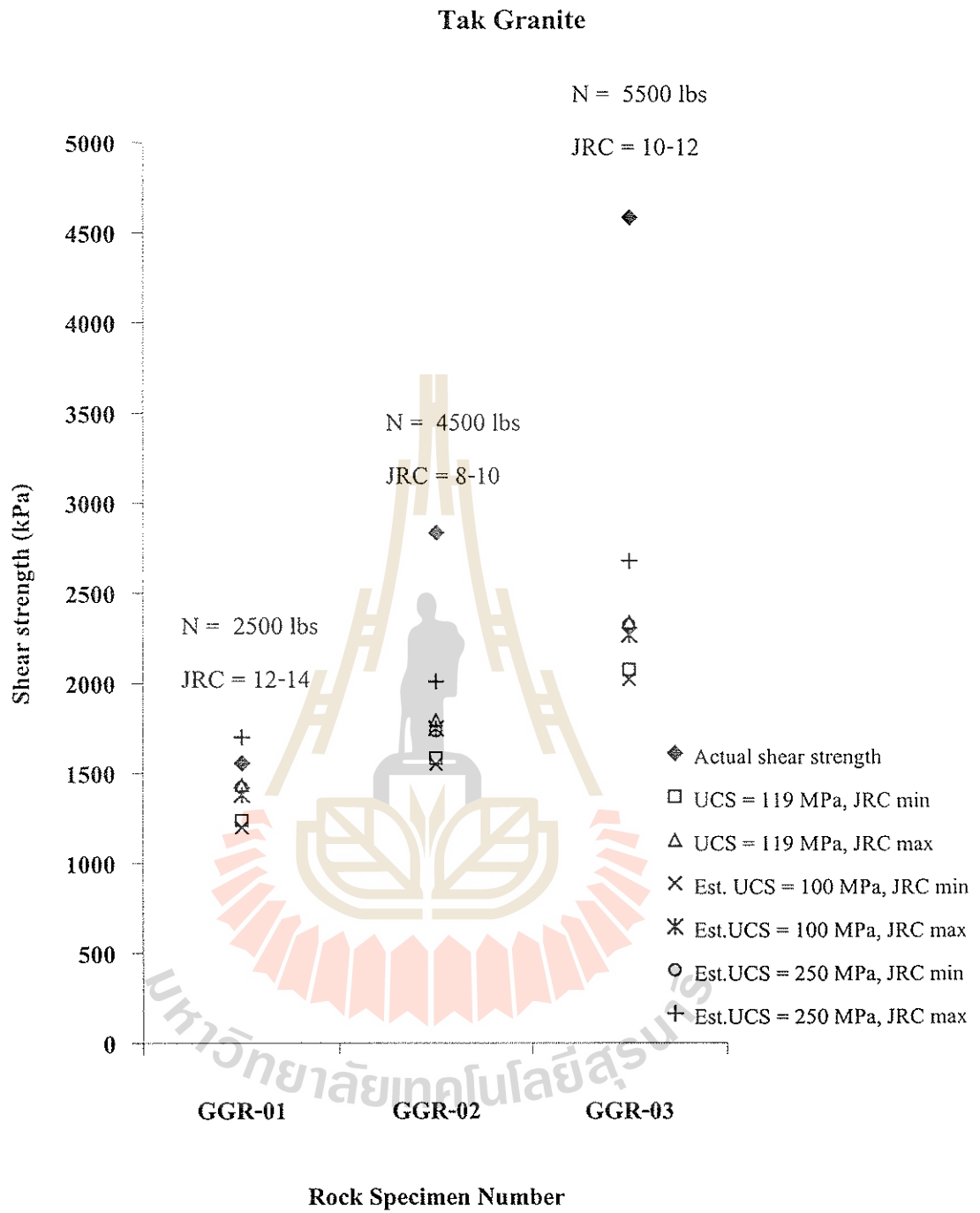
รูปที่ 5.1 ถึงรูปที่ 5.10 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงจากรอยแตกที่มีผิวขรุขระของตัวอย่างหินทั้ง 10 ชนิด แต่ละรูปแสดงค่าสำหรับ 3 ตัวอย่างสำหรับหินแต่ละชนิด ค่ากำลังรับแรงเฉือนจริงเหล่านี้ได้นำมาลงจุดและเปรียบเทียบกับผลการคาดคะเนโดยใช้กฎของ Barton การคาดคะเนจะแบ่งย่อยออกเป็น 6 กรณี คือ



รูปที่ 5.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินบุริรัมย์บะซอลต์เปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนาม และใช้ค่าเฉื่อย $\phi_b = 35^\circ$

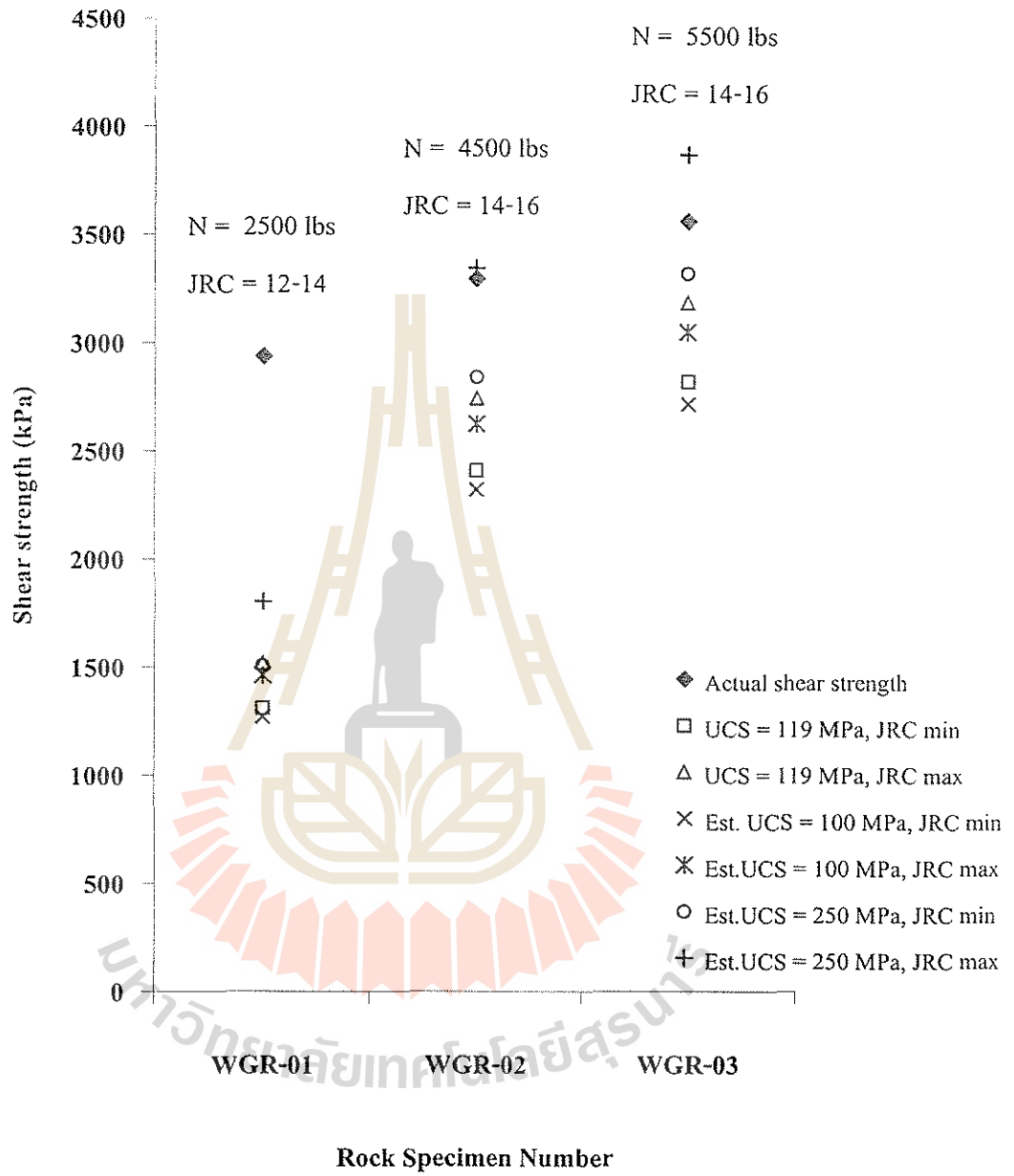


รูปที่ 5.2 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศเวียดนามเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_s = 18^\circ$



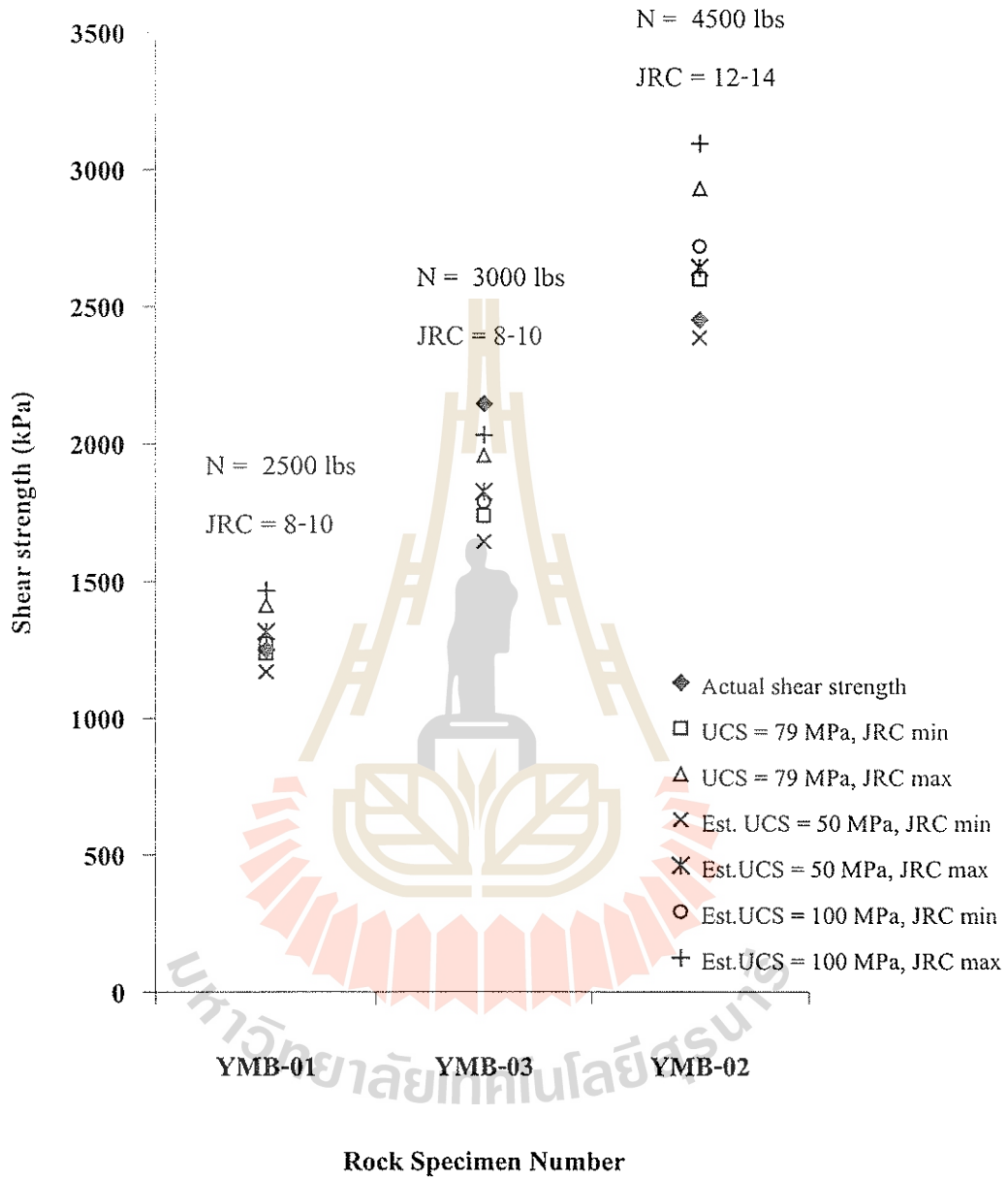
รูปที่ 5.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินแกรนิตจากจังหวัดตากเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_c = 25^\circ$

Chinese Granite



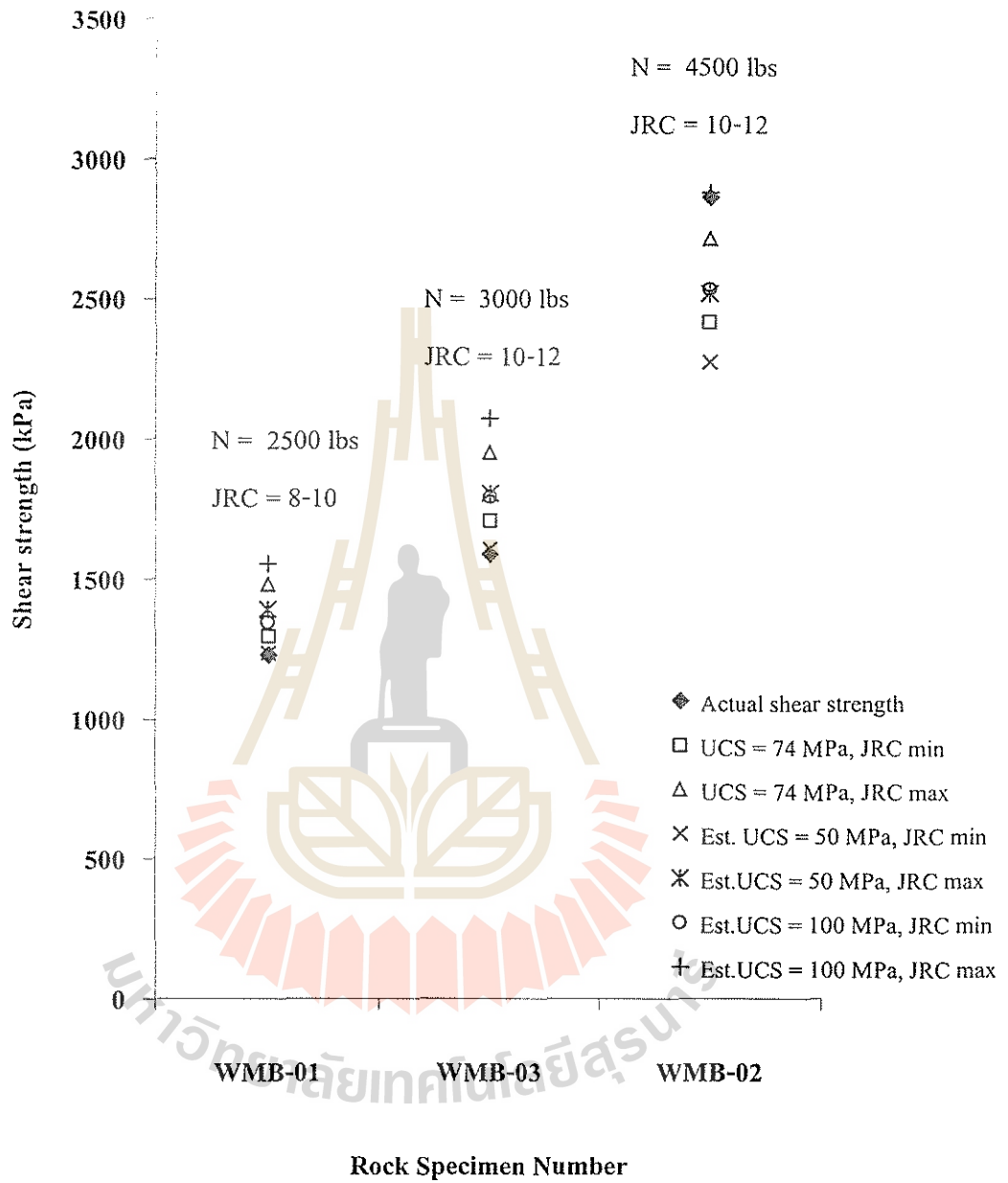
รูปที่ 5.4 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศจีนเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 26^\circ$

Saraburi Marble



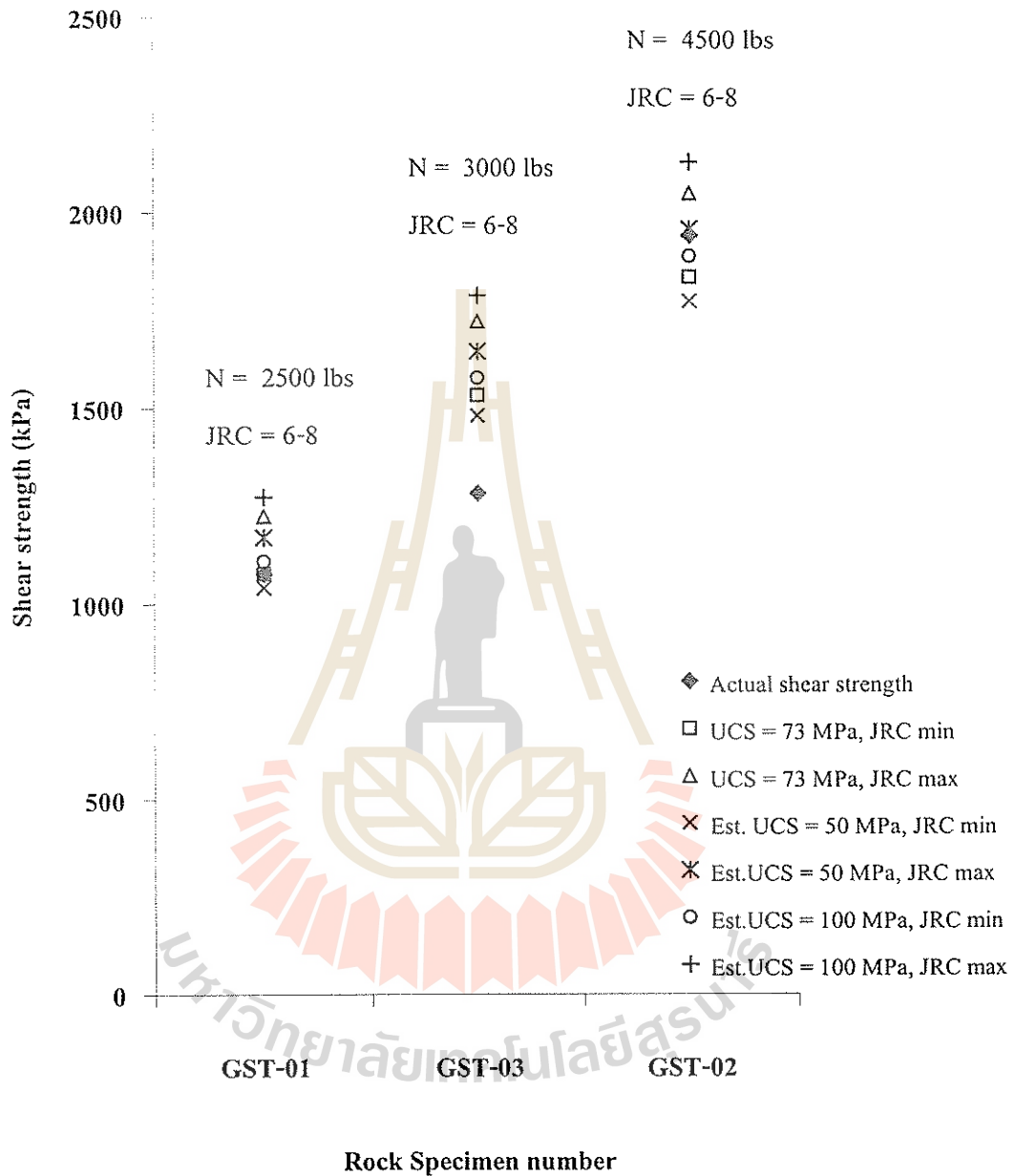
รูปที่ 5.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีเปรียบเทียบกับระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_c = 34^\circ$

Lopburi Marble



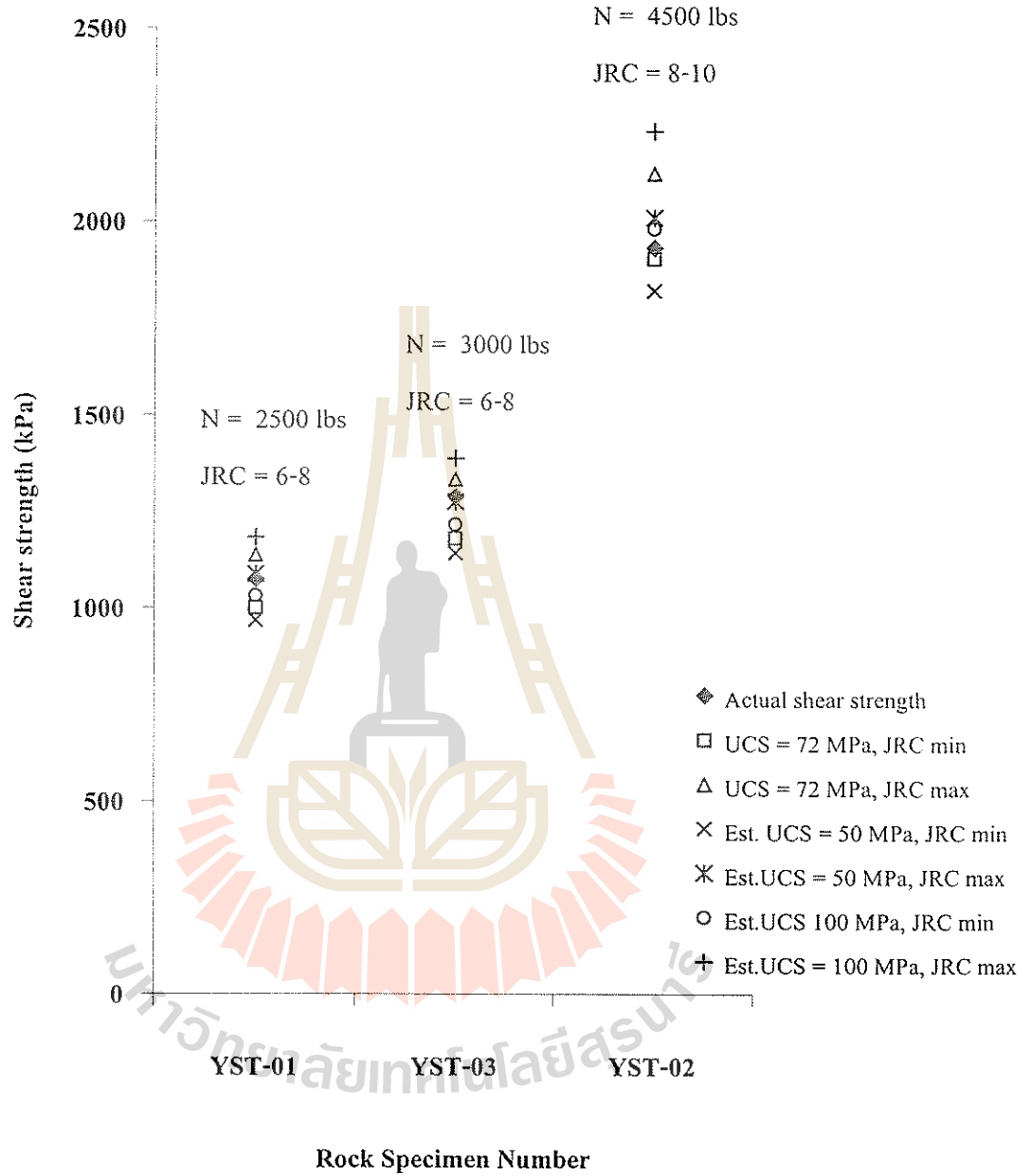
รูปที่ 5.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินอ่อนจากจังหวัดลพบุรีเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 36^\circ$

Phu Kradung Sandstone



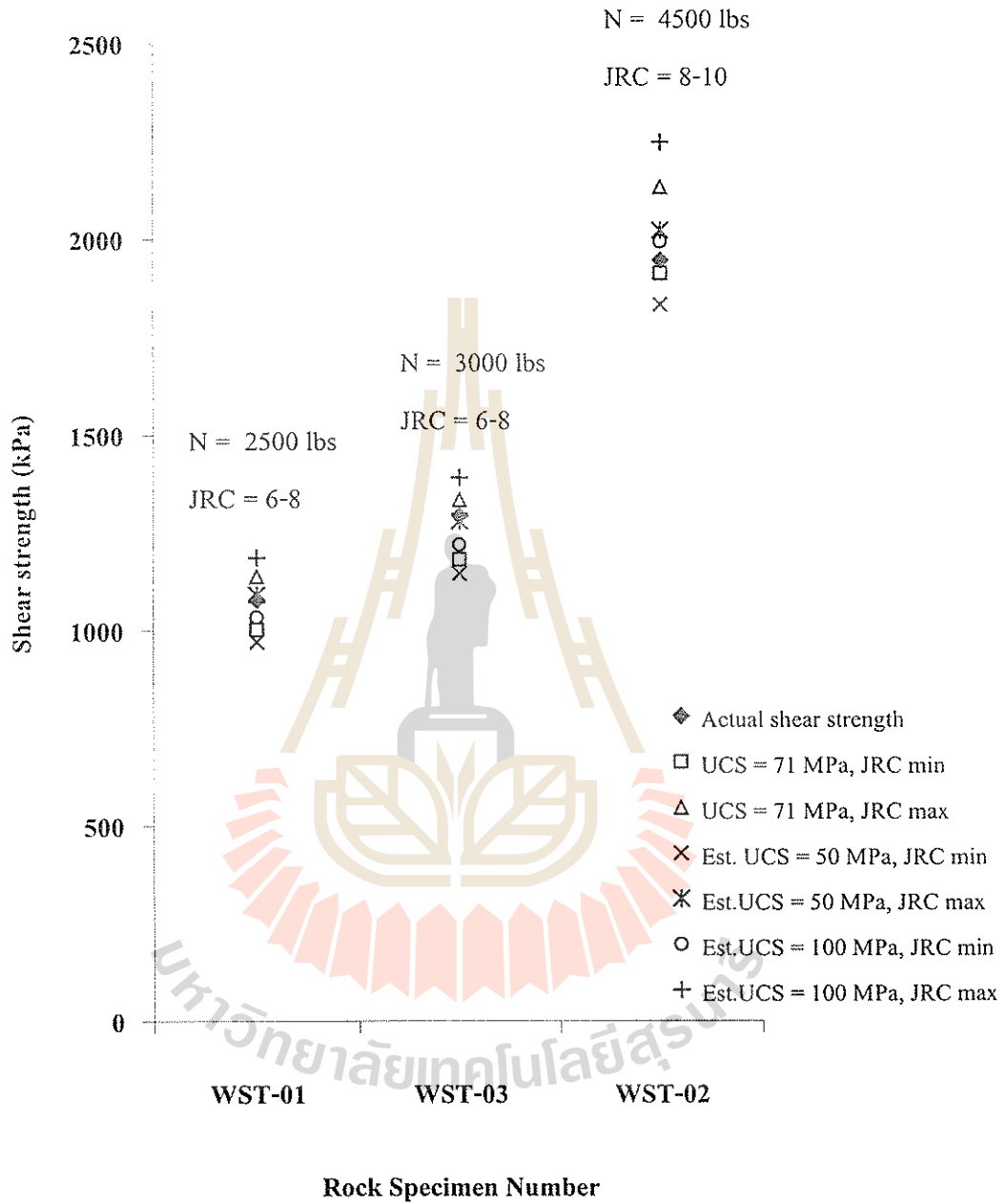
รูปที่ 5.7 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูกระดึงเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_0 = 34^\circ$

Phu Phan Sandstone



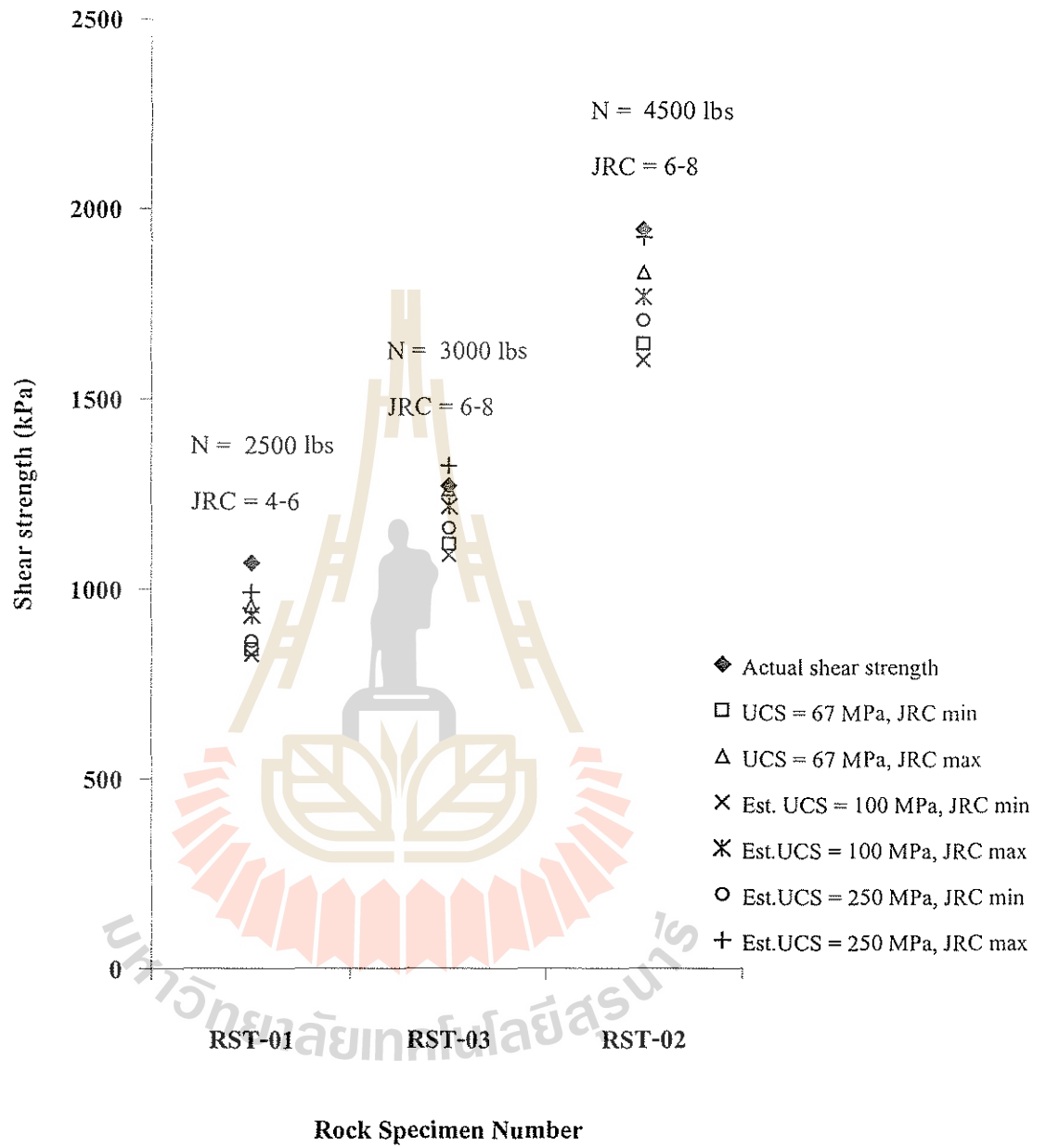
รูปที่ 5.8 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพานเปรียบเทียบระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 32^\circ$

Phra Wihan Sandstone



รูปที่ 5.9 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินพระวิหารเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 32^\circ$

Sao Khua Sandstone



รูปที่ 5.10 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายหมวดหินเสาขัวเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบได้จริงกับค่าที่ประเมินได้โดยวิธีในภาคสนามและใช้ค่าเฉลี่ย $\phi_b = 31^\circ$

- (1) ใช้ค่า UCS จริง ประกอบกับค่า JRC ต่ำสุดที่ประเมินได้
- (2) ใช้ค่า UCS จริง ประกอบกับค่า JRC สูงสุดที่ประเมินได้
- (3) ใช้ค่า UCS ต่ำสุดที่ประเมินได้ ประกอบกับค่า JRC ต่ำสุดที่ประเมินได้
- (4) ใช้ค่า UCS ต่ำสุดที่ประเมินได้ ประกอบกับค่า JRC สูงสุดที่ประเมินได้
- (5) ใช้ค่า UCS สูงสุดที่ประเมินได้ ประกอบกับค่า JRC ต่ำสุดที่ประเมินได้
- (6) ใช้ค่า UCS สูงสุดที่ประเมินได้ ประกอบกับค่า JRC สูงสุดที่ประเมินได้

ผลของการเปรียบเทียบสามารถได้ข้อสรุปดังนี้ คือ

(1) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกที่มีผิวขรุขระที่คำนวณได้จากกฎของ Barton จะอ่อนไหวมากที่สุดจากค่า ϕ_c และอ่อนไหวค่อนข้างน้อยจากค่า JRC และค่า UCS กล่าวคือ ถ้า ϕ_c มีค่าใกล้เคียงกับผิวเรียบของรอยแตก การประเมินค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดก็จะมีค่าใกล้เคียงมาก ความคลาดเคลื่อนของ ϕ_c สามารถทำให้ค่าที่คาดคะเนได้ผิดจากความเป็นจริงได้ถึง 60-70% ส่วนค่า JRC ของตัวอย่างหินส่วนใหญ่จะสามารถคาดคะเนได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงด้วยวิธีเปรียบเทียบกับ Profile ของความขรุขระของ Barton การผันแปรของค่า UCS จากค่าต่ำสุดถึงค่าสูงสุดของช่วงค่าที่ประเมินได้จากวิธี ISRM (Brown, 1981) จะส่งผลให้เกิดการผันแปรของค่ากำลังรับแรงเฉือนเพียง 10-20%

(2) วิธีที่นำเสนอในงานวิจัยนี้สามารถคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกที่มีผิวขรุขระได้ค่อนข้างดี และเป็นที่น่าสนใจสำหรับหินบะซอลต์ กลุ่มหินอ่อนและหินปูน และกลุ่มหินทราย เพราะกลุ่มหินทั้ง 3 ชนิดนี้มีค่า ϕ_c ที่มีการกระจายตัวน้อย และแต่ละค่าที่นำมาใช้สามารถใช้เป็นตัวแทนของหินแต่ละชนิดได้ดี

(3) ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คาดคะเนได้สำหรับกลุ่มหินแกรนิตมีค่าต่ำกว่าค่าจริงค่อนข้างมาก ทั้งนี้อาจเกิดเนื่องจากค่า ϕ_c ที่ประเมินได้สำหรับตัวอย่างหินแกรนิตแต่ละแหล่งมีค่าต่ำกว่าค่าจริงมาก เพราะผิวทดสอบที่ตัดด้วยเครื่องตัดทำให้ตัวอย่างหินแกรนิตจากทั้งสามแหล่งมีความเรียบมาก ถึงแม้จะไม่มีผิวเรียบ (Polished) ก็ตาม อาจเนื่องมาจากหินแกรนิตทั้งสามแหล่งมีความแข็งมากและมีการเกาะตัวของแร่องค์ประกอบหินค่อนข้างดี จึงส่งผลให้ผิวที่ตัดได้มีความเรียบมากเมื่อเปรียบเทียบกับกลุ่มหินทราย และกลุ่มหินอ่อนและหินปูน

บทที่ 6

บทสรุป

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือ เพื่อพัฒนาเกณฑ์กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของรอยแตกในหิน ซึ่งเกณฑ์นี้จะต้องมีค่าคงที่ที่สามารถกำหนดหรือประเมินได้ในภาคสนาม โดยอาศัยลักษณะเชิงกลวิทยาและเชิงกายภาพของหินและของรอยแตก และไม่ต้องอาศัยผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อความสะดวก ง่าย รวดเร็ว และลดค่าใช้จ่ายในการทดสอบคุณสมบัติหินในห้องปฏิบัติการ งานวิจัยได้แบ่งกิจกรรมออกเป็น 7 ขั้นตอน คือ 1) การศึกษาและทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง 2) การจัดเตรียมตัวอย่างหิน 3) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ 4) การสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ของค่าคงที่ 5) การสอบเทียบค่าคงที่ 6) การสอบทานเกณฑ์ที่เสนอขึ้น และ 7) การสรุปผลและเขียนรายงาน

ผลจากการทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้องระบุว่า กฎกำลังรับแรงเฉือนของ Barton เป็นเกณฑ์ที่มีข้อได้เปรียบเชิงกลศาสตร์และเชิงวิศวกรรมกล่าวคือ เป็นเกณฑ์ที่สามารถนำมาประยุกต์ใช้ได้ง่าย ในขณะที่เดียวกันเกณฑ์นี้ยังสามารถอธิบายความไม่เป็นเส้นตรงระหว่างกำลังรับแรงเฉือนกับความเค้นตั้งฉากได้ นอกจากนี้ค่าคงที่ทั้งสามค่า (σ_c , JRC และ ϕ_0) ยังสามารถประเมินได้อย่างเป็นรูปธรรมจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังนั้นในเบื้องต้นของงานวิจัยนี้ กฎของ Barton จึงถูกยกมาใช้เพื่อพัฒนาต่อไป โดยงานวิจัยนี้จะมุ่งเน้นไปที่ “ทำอย่างไรวิศวกรจึงจะสามารถนำกฎของ Barton มาประยุกต์ใช้โดยที่ค่าคงที่ต่าง ๆ จะหามาได้โดยใช้วิธีประเมินในภาคสนามเท่านั้น ?” ทั้งนี้เพื่อความสะดวก รวดเร็ว และลดค่าใช้จ่าย และเพื่อสามารถทำการทดสอบกับตัวอย่างหินที่มีจำนวนมากขึ้น และส่งผลให้ผลที่ได้รับจะใช้เป็นตัวแทนของกำลังรับแรงเฉือนของหินในภาคสนามได้อย่างมั่นใจ

ตัวอย่างหินจากสิบล้างที่เป็นตัวแทนของหินที่พบบ่อยครั้งในภาคอุตสาหกรรม การก่อสร้างและเหมืองแร่ในประเทศไทยได้นำมาจัดเตรียมและทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อค้นหาแนวทางที่จะหาค่าคงที่ที่ใช้ในกฎของ Barton โดยวิธีในภาคสนามเท่านั้น ตัวอย่างหินเหล่านี้รวมถึง หินบะซอลต์หนึ่งชนิด หินอ่อนสองชนิด หินแกรนิตสามชนิด และหินทรายสี่ชนิด โดยที่ตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน จะเป็นรูปลูกบาศก์ที่มีผิวหินที่ใช้ทดสอบมีพื้นที่เท่ากับ 4×4 นิ้ว การทดสอบนี้จะทำกับผิวตัดเรียบ (Saw-cut) จำนวน 3 ตัวอย่าง และทำกับผิวรอยแตกขรุขระที่เกิดจากการดึง (Tension-induced) จำนวน 3 ตัวอย่าง ส่วนการทดสอบค่ากำลังกดสูงสุดในห้องปฏิบัติการ จะเตรียมตัวอย่างหินให้มีขนาดและรูปร่างที่เป็นไปตามมาตรฐานสากลของ ASTM การทดสอบกำลังกดสูงสุดที่ใช้วิธีในภาคสนามจะมีขนาดของตัวอย่างหินเป็นไปตามข้อเสนอแนะของ ISRM นอกจากนี้ ตัวอย่างหินทั้งสิบล้างที่มาจะมีการจัดเตรียมเพื่อทำ Thin section เพื่อใช้ในการศึกษาเชิงแร่วิทยาด้วย

การทดสอบในห้องปฏิบัติการแบ่งออกเป็น 5 กลุ่ม คือ 1) การทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติพื้นฐานของหินและรอยแตก 2) การศึกษาเชิงแร่วิทยา 3) การประเมินระดับความแข็งของหินด้วยวิธีที่ใช้ในภาคสนาม 4) การประเมินค่า JRC และ 5) การทดสอบแรงเฉือนของรอยแตกที่มีผิวขรุขระ (UCS) ผลการทดสอบระบุว่า ตัวอย่างหินบะซอลต์มีค่ากำลังกดสูงสุดเท่ากับ 188 MPa ซึ่งสูงที่สุดเมื่อเทียบกับตัวอย่างหินที่นำมาศึกษาทั้งหมด ส่วนกลุ่มของหินแกรนิตมีค่า UCS อยู่ระหว่าง 119-138 MPa กลุ่มหินอ่อนและหินทรายมีค่า UCS ในระดับปานกลางเท่ากับ 74-78 MPa และ 67-72 MPa ตามลำดับ ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_0) เฉลี่ยของตัวอย่างหินบะซอลต์เท่ากับ 35 องศา ในกลุ่มหินแกรนิตจะมีค่า ϕ_0 ค่อนข้างต่ำเท่ากับ 18-25 องศา และ ϕ_0 ในกลุ่มหินอ่อนและหินทรายมีค่าเท่ากับ 34-36 องศา และ 30-35 องศา ตามลำดับ ช่วงค่า UCS ที่ประเมินได้จากวิธีที่ใช้ในภาคสนามที่แนะนำโดย ISRM จะสอดคล้องเป็นอย่างดีกับค่าที่ทดสอบได้ในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีมาตรฐานของ ASTM

กฎของ Barton ที่พัฒนาโดยใช้ค่าคงที่ที่กำหนดในภาคสนามสามารถคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกผิวขรุขระได้ค่อนข้างดีสำหรับตัวอย่างหินอ่อนและตัวอย่างหินทรายที่นำมาจากทุกแหล่ง และจะให้ค่าสูงเกินไปเล็กน้อยสำหรับตัวอย่างหินบะซอลต์ กฎที่พัฒนาด้วยแนวคิดนี้ไม่สามารถอธิบายค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในตัวอย่างหินแกรนิตได้กล่าวคือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คาดคะเนได้จะมีค่าต่ำกว่าค่าที่ทดสอบได้จริงจากชุดของตัวอย่างหินที่มีรอยแตกผิวขรุขระเหตุที่เป็นเช่นนี้อาจเนื่องมาจาก รอยแตกที่มีผิวตัดเรียบสำหรับหินที่มีเม็ดผลึกแร่ใหญ่และแข็งมีความเรียบมากถึงแม้ผิวเหล่านั้นจะไม่ได้ฝนขัดก็ตาม ดังนั้นจึงส่งผลให้ค่า ϕ_0 ที่ทดสอบได้มีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง จึงทำให้ค่าที่คาดคะเนได้สำหรับผิวขรุขระมีระดับการรับแรงเฉือนต่ำตามลงไปด้วย

ผลจากการประเมินความอ่อนไหวของกำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยกฎของ Barton ระบุว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะอ่อนไหวมากต่อการผันแปรของค่า ϕ_0 แต่จะไม่อ่อนไหวเท่าใดนักต่อการผันแปรของค่า UCS และ JRC ที่ประเมินได้โดยใช้วิธีในภาคสนามของ ISRM

การผันแปรของค่า UCS สำหรับกลุ่มหินที่มีระดับความแข็ง R2 และ R3 (อาจมีการผันแปรประมาณ 25 MPa) และสำหรับกลุ่มหินที่มีระดับความแข็ง R4 และ R5 (อาจมีการผันแปรประมาณ 50 MPa) จะไม่มีผลกระทบเท่าใดนักต่อค่ากำลังเฉือนสูงสุดที่คาดคะเนได้

ค่า ϕ_0 ของกลุ่มหินทราย (รวมหินทรายที่ทดสอบในงานวิจัยนี้และจากที่ตีพิมพ์โดยผู้วิจัยอื่น) จะอยู่ในช่วง 25-35 องศา และดูเหมือนว่าจะไม่ขึ้นกับค่า UCS หรือวัสดุที่เชื่อมเม็ดหิน

ค่า ϕ_0 สำหรับกลุ่มหินอ่อน และหินปูน (รวมหินทั้งหมดที่ทดสอบในงานวิจัยนี้และจากแหล่งอื่น) จะมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 35 ± 5 องศา และจะไม่ขึ้นกับ UCS หรือการผันแปรของแร่ประกอบหิน

สำหรับกลุ่มหินอื่น ๆ ที่รวบรวมได้จากเอกสารอ้างอิง โดยเฉพาะอย่างยิ่งหินที่เกิดจากการตกผลึก (Crystalline rocks) ค่า ϕ_c มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นถ้า UCS มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถเห็นชัดขึ้นสำหรับหินที่มีความแข็งแรงระดับ R5 ขึ้นไป (หรือ 100 MPa ขึ้นไป) อย่างไรก็ตาม ข้อสรุปนี้ยังไม่สามารถยืนยันได้แน่นอน เนื่องจากจำนวนข้อมูลมีน้อยประกอบกับการทดสอบของนักวิจัยจากต่างสถาบันกันอาจใช้วิธีการจัดเตรียมตัวอย่างหินและการทดสอบที่มีลักษณะต่างกัน เช่น มีขนาดพื้นที่ผิวรอยแตกต่างกัน มีอัตราการเงื่อนไขต่างกัน หรือมีช่วงค่าความเค้นกดตั้งฉากที่ต่างกัน เป็นต้น ดังนั้นจึงเป็นข้อควรระวังที่จะนำผลที่ได้จากนักวิจัยต่างกลุ่มมาเปรียบเทียบบนฐานเดียวกัน

สำหรับกลุ่มหินแกรนิตซึ่งรวมไปถึงหิน Gneiss และหิน Schist ซึ่งมีแร่องค์ประกอบหินมากกว่า 3 ชนิดขึ้นไป ประกอบกับจำนวนและความหลากหลายของแร่ประกอบหินเหล่านี้ในแต่ละตัวอย่างมีน้อย ดังนั้นจึงไม่สามารถประเมินความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_c กับการผันแปรของแร่ประกอบหินสำหรับกลุ่มหินเหล่านี้ได้ ถึงแม้ว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวจะมีอยู่จริง

ในงานวิจัยนี้ไม่พบความสัมพันธ์ใด ๆ ระหว่าง ϕ_c กับความยืดหยุ่นหรือกับค่ากำลังดึงสูงสุดของตัวอย่างหิน



บรรณานุกรม

- กิตติเทพ เพ็องขจร. (2546). กลศาสตร์หินพื้นฐาน. กรุงเทพฯ: บริษัท อีซีเอ็น เพันธ์์โปรดักส์.
- Archambault, G., Fortin, M., Gill, D. E., Aubertin, M., and Ladanyi, B. (1990). Experimental investigations for an algorithm simulating the effect of variable normal stiffness on discontinuities shear strength. In Barton and Stephansson (eds.). **Rock Joint** (pp. 141-148). Rotterdam: A.A. Balkema.
- ASTM D2938-79. Standard test methods for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D5607-95. Standard test methods for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Balazs, V. (1998). Shear failure in rock using different constant normal load. **Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng.** 43(2): 179-186.
- Baliga, B. D. and Singh, V. K. (1992). Geotechnical investigation and appraisal of face stability in jointed rock mass in copper open-pit Rajasthan. In **Regional Symposium on Rock Slopes** (pp. 27-33). India: Oxford & IBH.
- Bandis, S. C. (1993). Engineering properties and characterization of rock discontinuities. **Comprehensive Rock Engineerin** (Vol. I, pp. 155-184).
- Barton, N. R. (1972). A model study of rock joint deformation. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.** 9: 579-602.
- Barton, N. R. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. **Engineering Geology.** 7: 287-332.
- Barton, N. R. (1976). The shear strength of rock and rock joints. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts.** 13: 255-279.
- Barton, N. R. and Bandis, S. (1982). Effect of block size on the shear behavior of jointed rock. In **Proceedings of the 23rd US Symposium on Rock Mechanics** (pp. 739-760). Berkeley: SME.

- Barton, N. R. and Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In **Proceedings of the International Conference on Rock Joints** (pp. 603-610). Norway: Leon.
- Barton, N. R. and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock Mechanics**. 10: 1-54.
- Beer, A. J., Stead, D., and Coggan, J. S. (2002). Technical note estimation of the joint roughness coefficient (JRC) by Visual Comparison. **Rock Mechanics Rock Engineering**. 35(1): 65-74.
- Bell, F. G. (1978). The physical and mechanical properties of the fell sandstones Northumberland England. **Engineering Geology**. 12: 1-29.
- Bieniawski, Z. T. (1981). Improved design of coal pillars for mining conditions. In **Proceedings of the 1st Annual Conference on Ground Control in Mining** (pp. 12-22). West Virginia University.
- Brace, W. F. (1961). Dependence of fracture strength of on grain size. In **Proceedings of the 4th Symposium on Rock Mechanics** (pp. 99-103). Pennsylvania University.
- Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1993). **Rock Mechanics for Underground Mining**. London: Chapman & Hall.
- Brown, C. E. (1993). Use of principal-component, correlation and stepwise multiple-regression analyses to investigation selected physical and hydraulic properties of carbonate-aquifers. **Journal of Hydrology**. 147: 169-195.
- Brown, E. T. (1981). **Rock Characterization Testing and Monitoring**. London: Pergamon.
- Brown, E. T. (1981). **Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods**. Oxford: Pergamon.
- Bye, A. R. and Bell, F. G. (2001). Stability assessment and slope design at Sandstones open pit, South Africa. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 38: 449-466.
- Chryssanthakis, P. (2003). **Forsmark Site Investigation Borehole : KFM01A Results of Tilt Testing**. Oslo: Morwegian Geotechnical Institute.
- Coulson, J. M. (1972). Shear strength of flat surfaces in rock: stability of slopes. In **Proceedings of the 13th US Symposium on Rock Mechanics** (pp. 77-105). New York: ASCE.

- Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966). Engineering classification and index properties of intact rock. Technical Report No. AFWL-TR-65-11. New Mexico: Kirkland Airforce Base.
- Dobereiner, L. and De Fretias, M. H. (1986). Geotechnical properties of weak sandstone. **Geotechnique**. 36(1): 79-94.
- Duzgun, H. S. N., Yucemen, M. S., and Karpuz, C. (2002). A probabilistic model for the assessment of uncertainties in the shear strength of rock discontinuities. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 39: 743-754.
- Dyke, C. G. and Dobereiner, L. (1991). Evaluating the strength and deformability of sandstones. **Quarterly Journal of Engineering Geology**. 24: 123-134.
- Evans, I. (1961). The tensile strength of coal. **Colliery Engineering**. 38: 428-434.
- Fahy, M. P. and Guccione, M. J. (1979). Estimating strength sandstone using petrographic thin-section data. **Engineering Geology**. 16: 467-485.
- Fairhurst, C. (1964). On the validity of the brazilian test for brittle materials. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 1: 535-546.
- Farmer, I. W. (1983). **Engineering Behavior of Rock** (2nd ed.). New York: Chapman and Hall.
- Fasching, A. (2002). Rock mass characterization in an early stage of a tunnel project. Short Course on Geotechnics for Tunnel Design and Construction (pp. 43-48). Bangkok, Thailand
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. (1988). Boreholes closure in salt, Technical Report Prepared for the US Nuclear Regulatory Commission, Report No. NUREG/CR-5243 RW, University of Arizona.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. (1992). An empirical strength criterion for heterogeneous tuff. **An International Journal Engineering Geology**. 32: 209-223.
- Giraud, A., Rochet, L., and Antoine, P. (1990). Processes of slope failure in crystallophyllian formation. **Engineering Geology**. 29: 241-253.
- Goodman, R. E. (1976). **Method of Geological Engineering**. St. Paul, MN: West publishing company.
- Goodman, R. E. (1989). **Introduction to Rock Mechanics** (2rd ed.). Canada: John Wiley & Sons.

- Grasselli, G. and Egger, P. (2000). 3D Surface characterization for the prediction of shear strength of rock joint. In **Proceedings of the Eurock 2000** (pp. 281-286). Balkema, Germany: Essen.
- Grasselli, G. and Egger, P. (2003). Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 40: 25-40.
- Griffith, A. A. (1924). Theory of rupture. In **Proceedings of the 1st Congression of the Applied Mechanics** (pp. 55-63). Delft: Technische Bockhandel en Drukkerij.
- Gunsallus, K. L. and Kulhawy, F. H. (1984). A comparative evaluation of rock strength measures. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 21: 233-248.
- Haberfield, C. M. and Johnston, I. W. (1994). A mechanistically-based model for rough rock joints. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 31(4): 279-292.
- Handlin, J. and Hager, R. V. (1957). Experimental deformation of sedimentary rock under a confining pressure. **Journal of the American Association for Petroleum Geology**. 41: 1-50.
- Hartley, A. (1974). A review of geological factors influencing the mechanical properties of road surface aggregation. **Quaternary Journal of Engineering Geology**. 7: 69-100.
- Hawkins, A. B. and McConnell, B. J. (1992). Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content. **Quarterly Journal of Engineering Geology**. 25: 115-130.
- Hencher, S. R. (1987). The implications of joints and structures for slope stability. In **Proceedings of the Slope Stability** (pp. 145-185). New York: Wiley.
- Hencher, S. R. and Richards, L. R. (1982). The basic frictional resistance of sheeting joints in Hong Kong Granite. **Hong Kong Engineer**. 11(2): 21-25.
- Hencher, S. R. and Richards, L. R. (1989). Laboratory Direct Shear Testing of Rock discontinuities. **Ground Engineering**. 22(2): 24-31.
- Hoek, E. (1965). **Rock Fracture under Static Stress Conditions**. Ph.D. Thesis, University of Cape Town, South Africa.

- Hoek, E. and Bray, J. W. (1981). **Rock Slope Engineering** (3rd ed.). London: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). **Underground Excavations in Rock**. London: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Horn, H. M. and Deere, D. U. (1962). Friction characteristics of minerals. **Geotechnique**. 12: 319-335.
- Howarth, D. F. and Rowlands, J. C. (1986). Development of an index to quantify rock texture for qualitative assessment of intact rock properties. **Geotechnical Testing Journal**. 9: 169-179.
- Indraratna, B. and Haque, A. (2000). **Shear Behavior of Rock Joints**. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.
- ISRM (1981). **Suggested Method for Rock Characterization, Testing and Monitoring**. Oxford: Pergamon.
- Jaeger, J. C. (1959). The frictional properties of joints in rocks. **Geofis pura appl**. 43: 148-158.
- Jaeger, J. C. (1971). Friction of rocks and stability of rock slopes. **Geotechnique**. 21(2): 97-143.
- Jaeger, J. C. and Cook, N. G. W. (1979). **Fundamentals of Rock Mechanics** (3rd ed.). London: Chapman and Hall.
- Johnston, I. W., Lam, T. S. K., and Williams, A. F. (1987). Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock. **Geotechnique**. 37(1): 83-89.
- Kawamura, K. and Ogawa, S. (1997). Slope failure in major tertiary mudstone zone. **Deformation and Progressive Failure in Geomechanics** (pp. 701-706). Japan.
- Kitagawa, R. (1999). Weathering mechanism and slope failures of granitic rocks in Southwest Japan-Effect of hydrothermal activities. In **Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering** (pp. 109-113). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Kitamura, H., Aoki, M., Nishikawa, T., Suzuki, M., and Umezaki, T. (1999). Investigation of cut slope consisting of serpentinite and schist. In **Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering** (pp. 103-107). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Kumsar, H., Akgun, M., and Aydan, Ö. (1998). A back analysis of circular slope failure at Pamukkale-Golemezli irrigation canal in Turkey. In **Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering** (pp. 197-203). Taiwan: Press.

- Ladanyi, B. and Archambault, G. (1970). Simulation of shear behavior of jointed rock mass. In **Proceedings of the 11th Symposium on Rock Mechanics: Theory and Practice** (pp. 105-125). New York: AIME.
- Ladanyi, B. and Archambault, G. (1972). Evaluation de la resistance au cisaillement d'un massif rocheux fragmente. In **Proceedings of the 24th International Geological Congress** (pp. 249-260). Montreal.
- Maharaj, R. J. (1999). Site investigation of weathered expansive mudrock slopes: Implications for slope instability and slope stabilization. In **Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering** (pp. 115-120). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Murrell, S. A. F. (1965). The effects of triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperatures. **Geophys. J., R. Astron. Soc.** 10(3): 231-81.
- Onodera, T. F. and Asoka, K. H. M. (1980). Relation between texture and mechanical properties of crystalline rocks. **Bulletin of the International Association for Engineering Geology.** 22: 173-177.
- Patton, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. In **Proceedings of the 1st Congress on International Society Rock Mechanics** (pp. 509-513). Lisbon.
- Patton, F. D. (1966). **Multiple Mode of Shear Failure in Rock and Related Material.** Ph.D. Thesis, University of Illinois, USA.
- Priest, S. D. (1975). **Geomechanical Aspects of Tunneling in Discontinuous Rock with Particular Reference to the Lower Chalk.** Ph.D. Thesis, University of Durham.
- Priest, S. D. (1993). **Discontinuity Analysis for Rock Engineering.** London: Chapman & Hall.
- Ramamurthy, T. (2001). Shear strength response of some geological materials in triaxial compression. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts.** 38: 683-697.
- Riedmuller, G. and Schubert, W. (2002). Project and rock mass specific investigation for tunnels. Short Course on Geotechnics for Tunnel Design and Construction (pp. 56-74). Bangkok, Thailand.
- Riedmuller, G., Franz, J.B., Klima, K., and Medley, W. (2002). Engineering geological characterization of brittle faults and classification of fault rocks. Short Course on Geotechnics for Tunnel Design and Construction (pp. 13-33). Bangkok, Thailand.

- Romero, S. U. (1968). In situ direct shear tests on irregular surface joints filled with clayey material. In **Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics** (pp. 189-194). Madrid: ISRM.
- Ross-Brown, D. M. and Walton, G. (1975). A portable shear box for testing rock joints. **Rock Mechanics**. 7: 129-153.
- Saint Simon, P. G. R., Solymar, Z. V., and Thompson, W. J. (1979). Damsite investigation in soft rocks of Place River Valley. In **Proceedings of the 4th International Conference on Rock Mechanics** (pp. 553-560). Canada: Montreux.
- Schubert, W. and Riedmuller, G. (2002). Tunnelling in fault zones- state of the art in investigation and construction. Short Course on Geotechnics for Tunnel Design and Construction (pp. 7-15). Bangkok, Thailand.
- Seidel, J. P. and Haberfield, C. M. (1995). The application of energy principles to the determination of sliding resistance of rock joints. **Rock Mechanics Rock Engineering**. 28(4): 211-226.
- Selley, R. C. (1994). **Applied sedimentology**. London: Academic Press Limited.
- Shakoor, A. and Bonelli, R. E. (1991). Relationship between petrographic characteristics, engineering index properties, and mechanical properties of selected sandstone. **Bulletin of the Association of Engineering Geologists**. 28: 55-71.
- Simons, N., Menzies, B., and Matthews, M. (2001). **Soil and Rock Slope Engineering**. Great Britain: MPG Books.
- Skinas, C. A., Bandis, S. C., and Demiris, C. A. (1990). Experimental investigations and modeling of rock joint behavior under constant normal stiffness. In Barton and Stephansson (eds.). **Rock Joint** (pp. 301-307). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Stavros, C. and Bandis, S. (1998). Engineering properties and characterization of rock discontinuities. In J.A. Hudson (ed). **Comprehensive Rock Engineering Principles, Practice & Projects** (pp.155-183). Oxford: Pergamon.
- Stimpson, B. (1981). A suggested technique for determining the basic friction angle of rock surfaces using core. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 18: 63-65.
- Tisa, A. and Kovari, K. (1984). Continuous failure state direct shear tests. **Rock Mechanics Rock Engineering**. 17(2): 83-95.

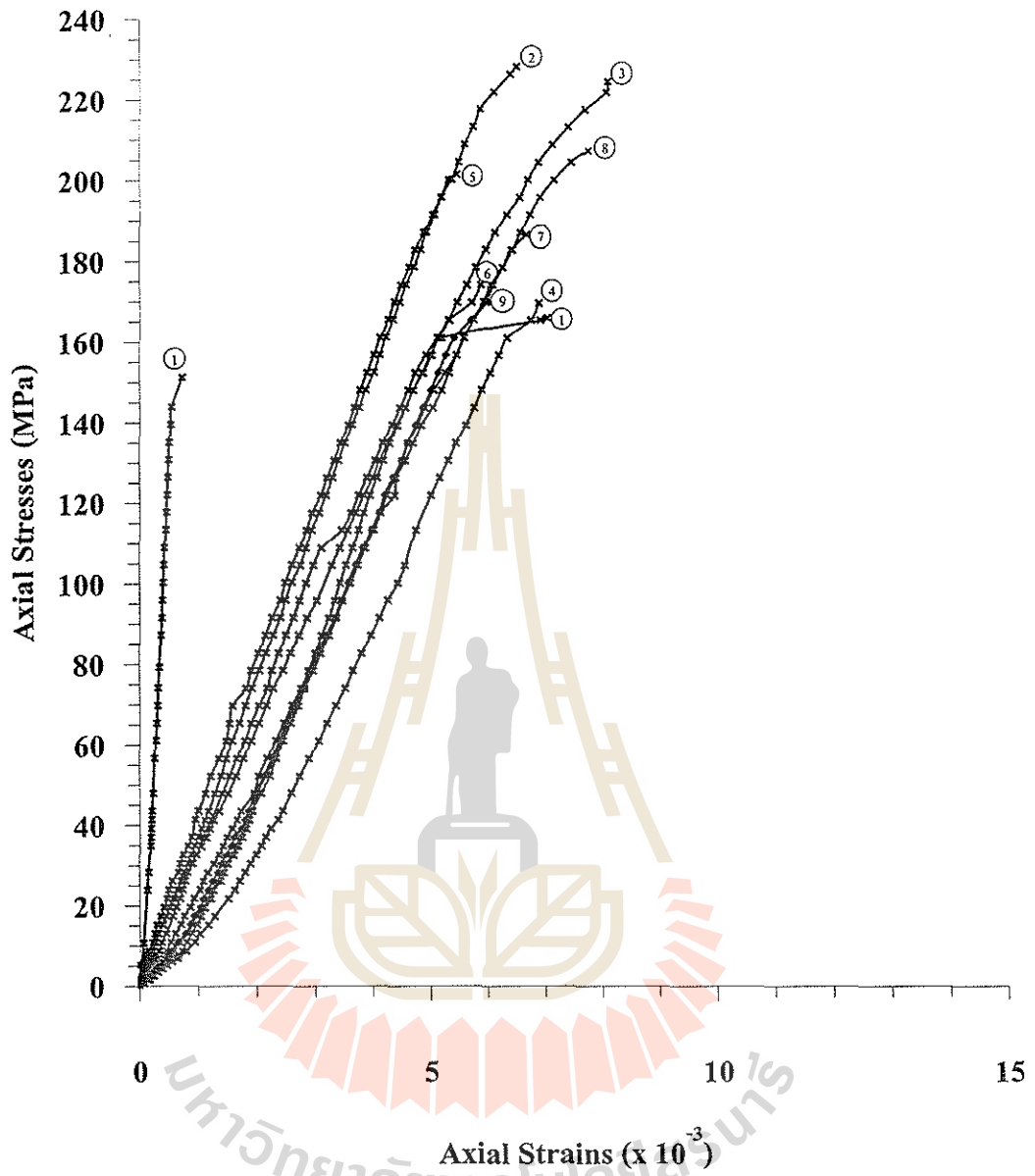
- Tse, R. and Cruden, D. M. (1979). Estimating joint roughness coefficients. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 16: 303-307.
- Ulusay, R., Tureli, K., and Ider, M. H. (1994). Prediction of engineering properties of a selected litharenite sandstone from its petrographic characteristics using correlation and multivariate statistical techniques. **Engineering Geology**. 37: 135-157.
- Vasarhelyi, B. (1999). Shear failure in rock using different constant normal load. **Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng.** 43(2): 179-186.
- Vutukuri, V. S., Lama, R. D., and Saluja, S. S. (1974). **Handbook on Mechanical Properties of Rocks** (Vol. 1). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Waltham, A. C. (1994). **Foundations of Engineering Geology**. Glasgow: Blackie Academic & Professional.
- Wyllie, D. C. (1998). **Foundation on Rock**. London: E&FN Spon.
- Xu, S. and De Fretias, M. H. (1990). The complete shear stress versus shear displacement behavior of clean and infilled rough joint. In **Proceedings of the International Conference on Rock Joint** (pp. 341-348). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Yang, Z. Y., Di, C. C., and Lo, S. C. (2001). Reassessing the joint roughness coefficient (JRC) estimation using Z_2 . **Rock Mechanics Rock Engineering**. 34(3): 243-251.
- Yang, Z. Y., Di, C. C., and Lo, S. C. (2001). Two-dimensional Hurst index of joint surface. **Rock Mechanics Rock Engineering**. 34(4): 323-345.
- Zhao, J. (1988). The joint matching coefficient (JMC) of rock joints. In **Proceedings of the International Symposium on Tunneling for Water Resources and Power Projects** (pp. 21-27). New Delhi.
- Zhao, J. (1997). Joint surface matching and shear strength Part B. JRC-JMC shear strength criterion. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 34: 179-185.
- Zhao, J. and Zhou, Y. (1992). Influence of joint matching characteristics in rock slope stability. In **Proceedings of the ISRM Regional Symposium on Rock Slope** (pp.139-146). New Delhi.

ภาคผนวก ก

ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว

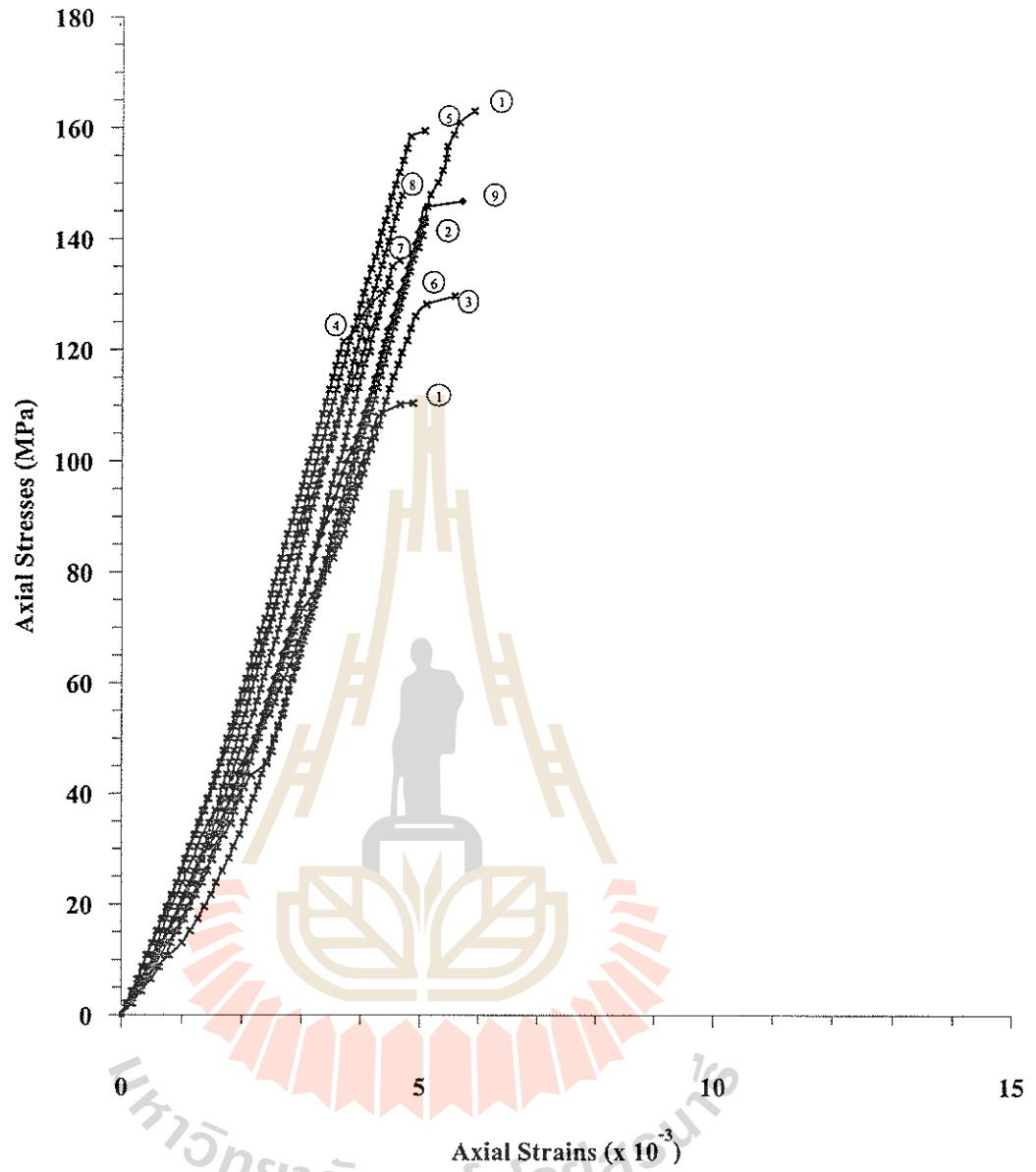
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Burirum Basalt



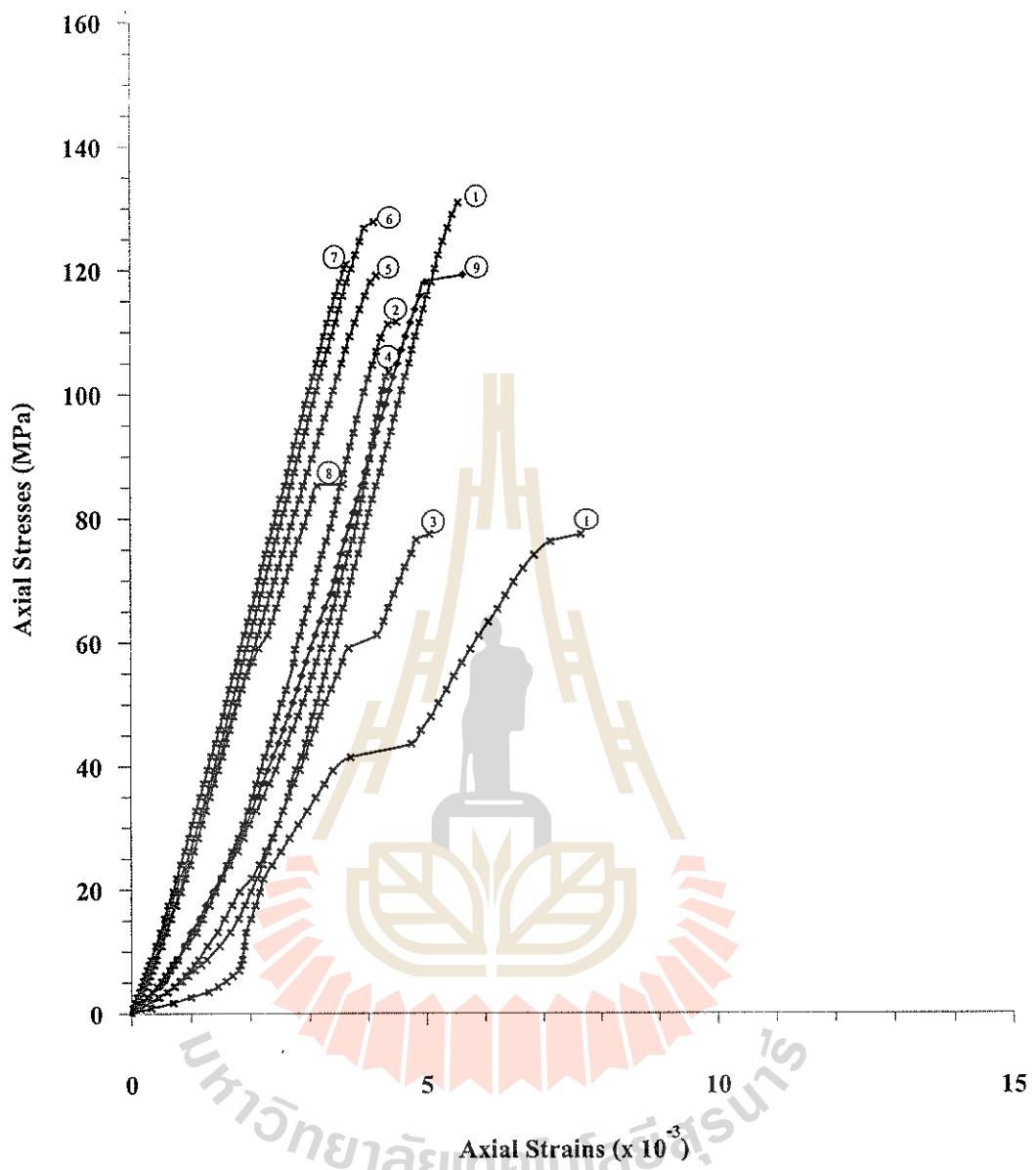
รูปที่ ก-1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของ ตัวอย่างหินบุรีรัมย์ชะลัด

Vietnamese Granite



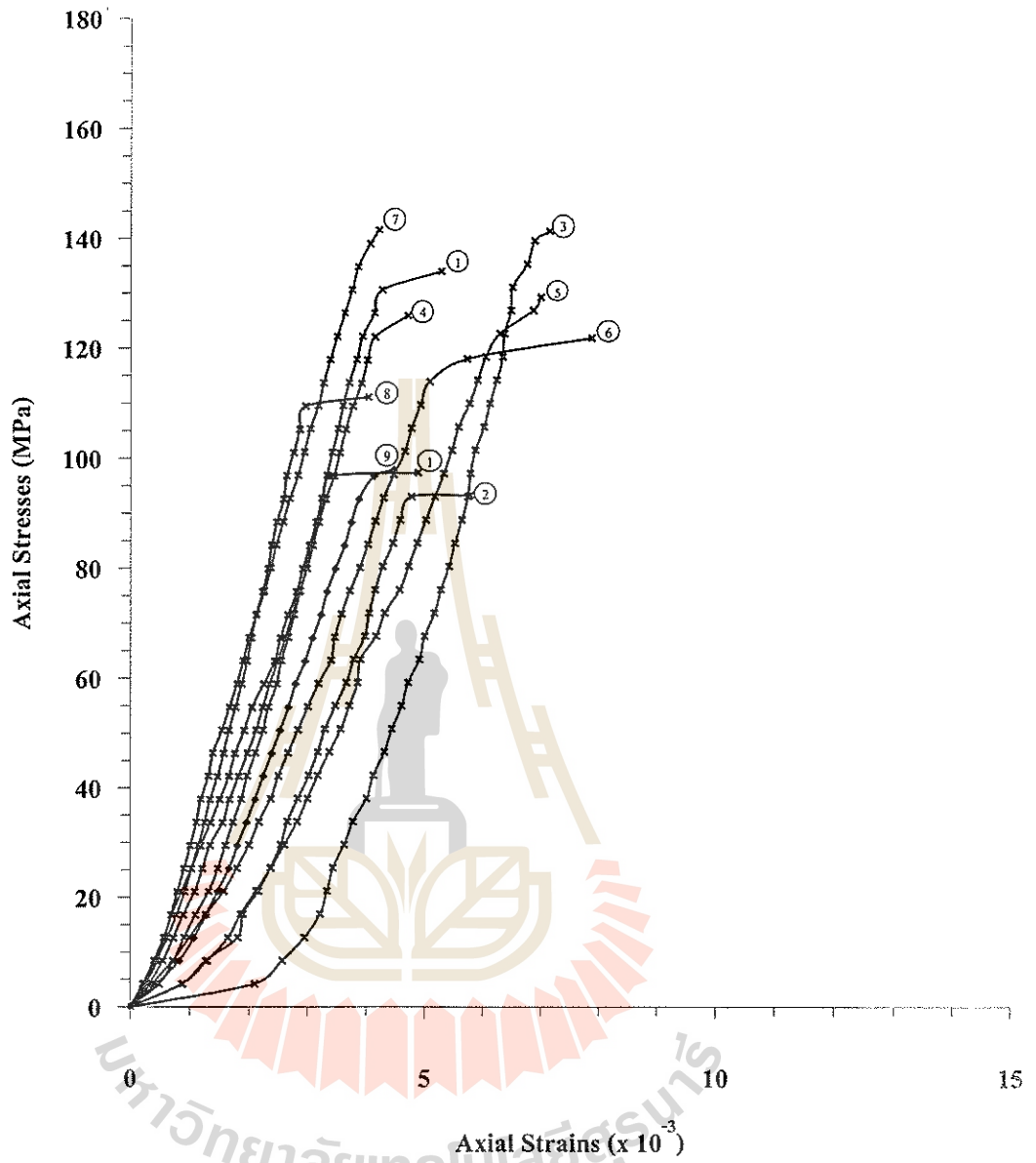
รูปที่ ก-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของ ตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศไทย

Tak Granite



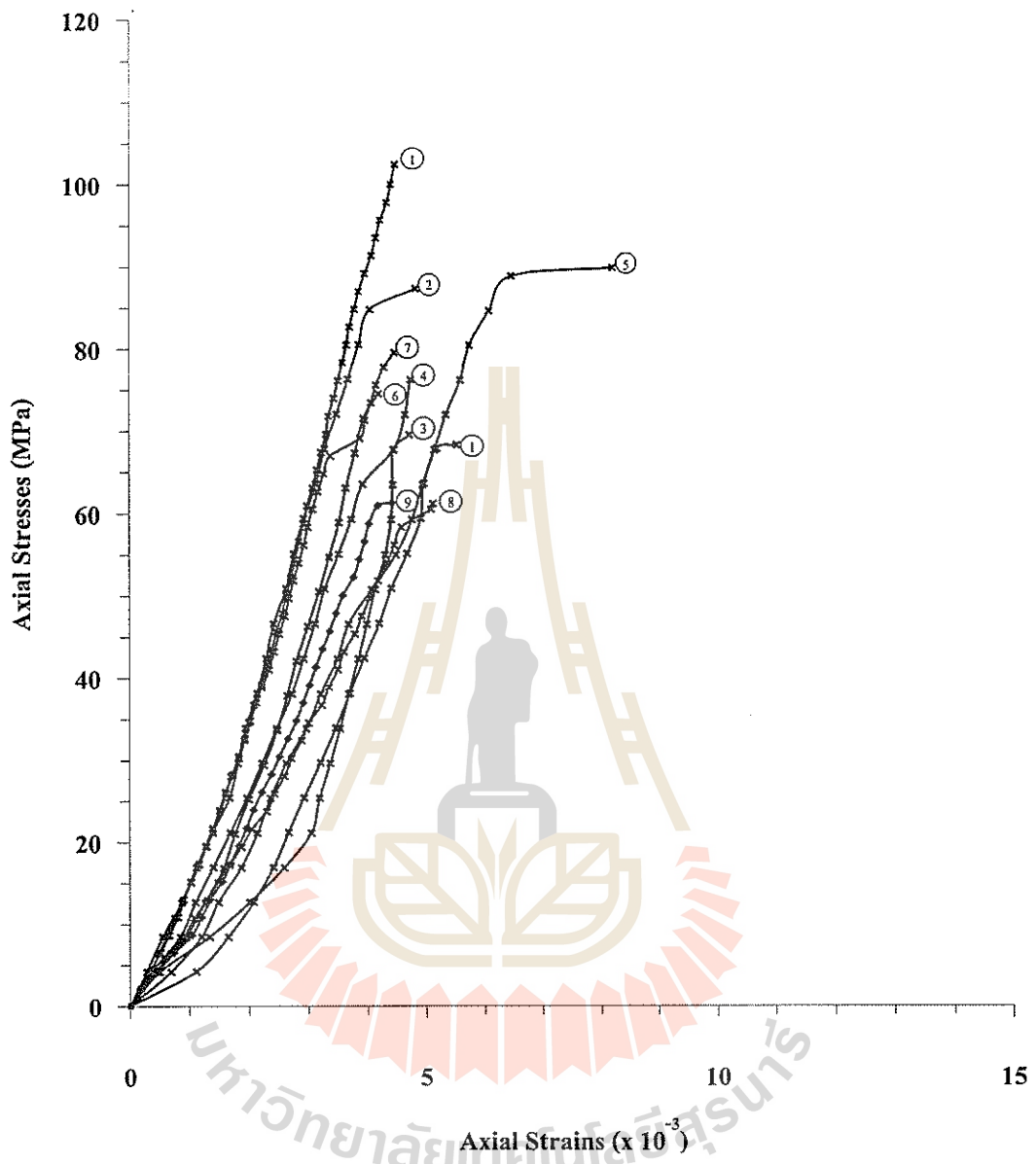
รูปที่ ก-3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินแกรนิตจากจังหวัดตาก

Chinese Granite



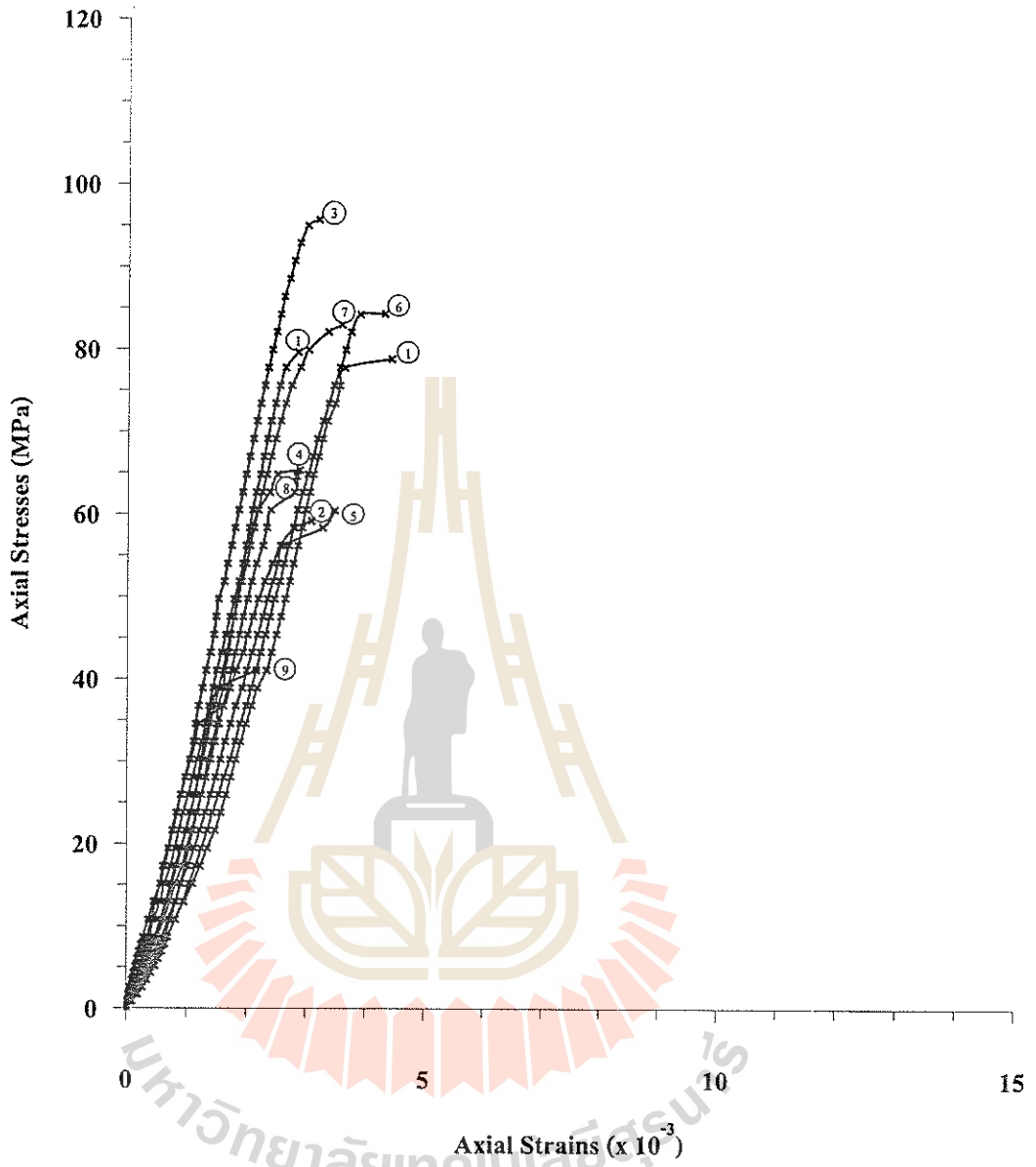
รูปที่ ก-4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของ ตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศจีน

Saraburi Marble



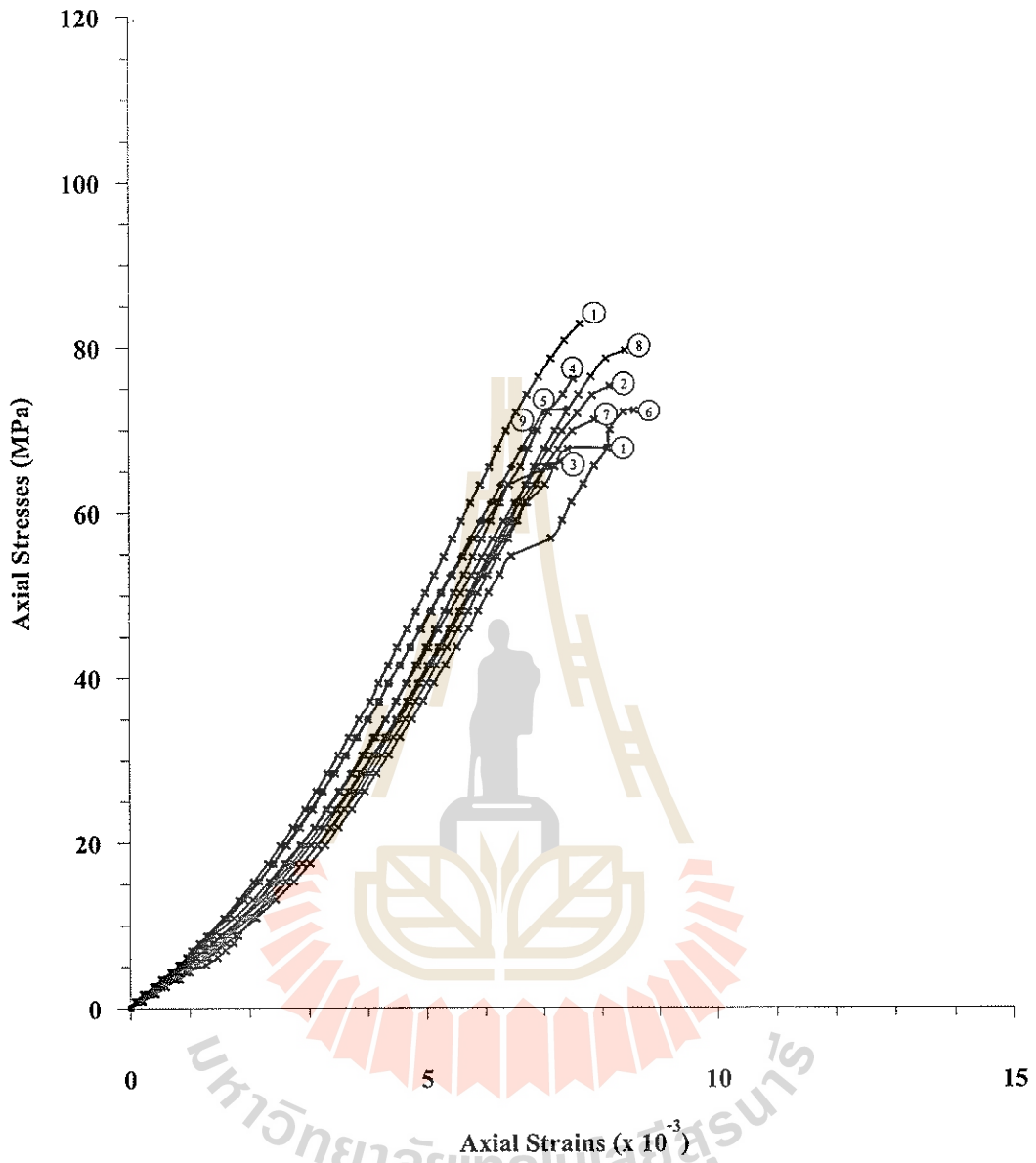
รูปที่ ก-5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี

Lopburi Marble



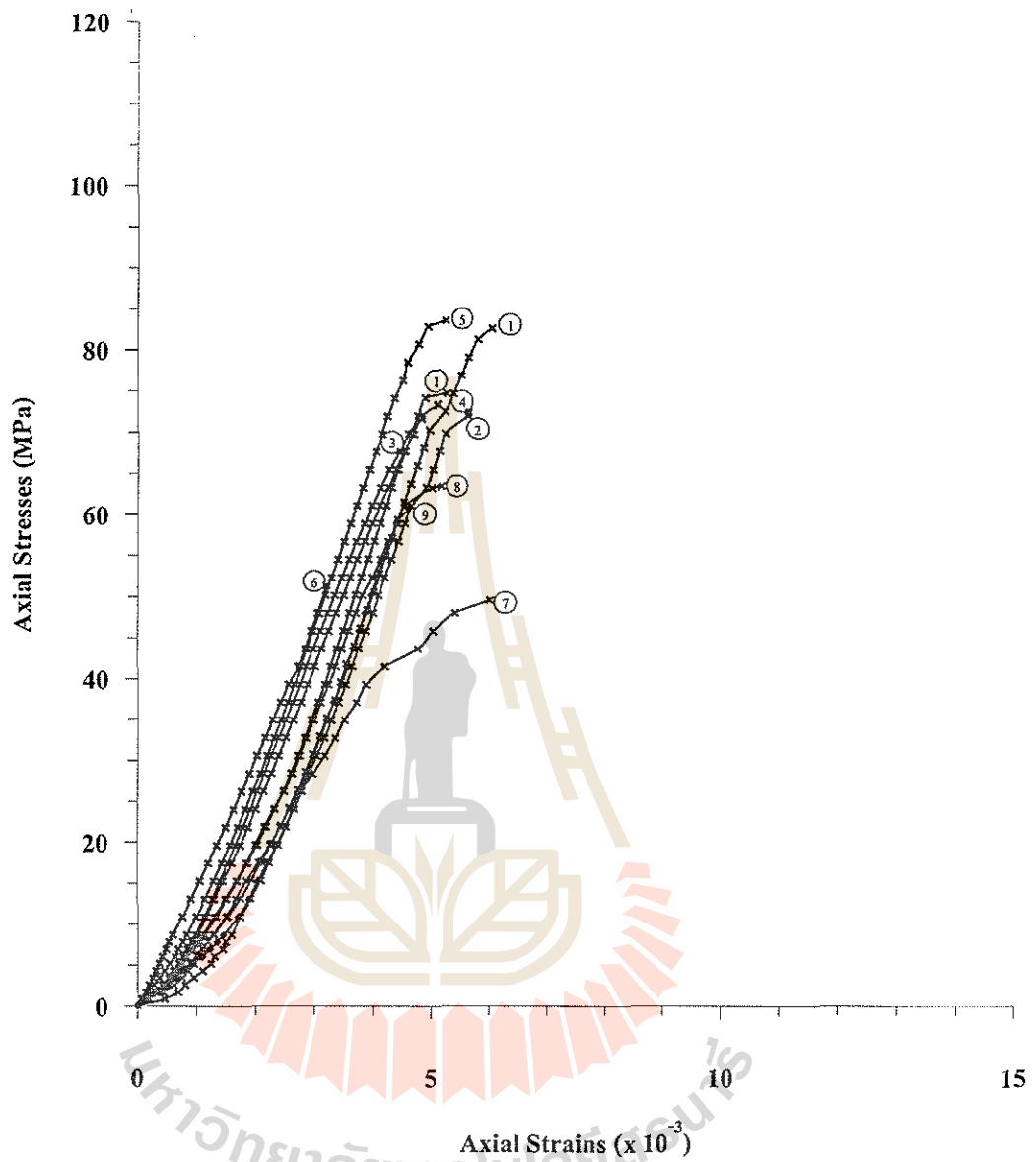
รูปที่ ก-6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินอ่อนจากจังหวัดลพบุรี

Phu Kradung Sandstone



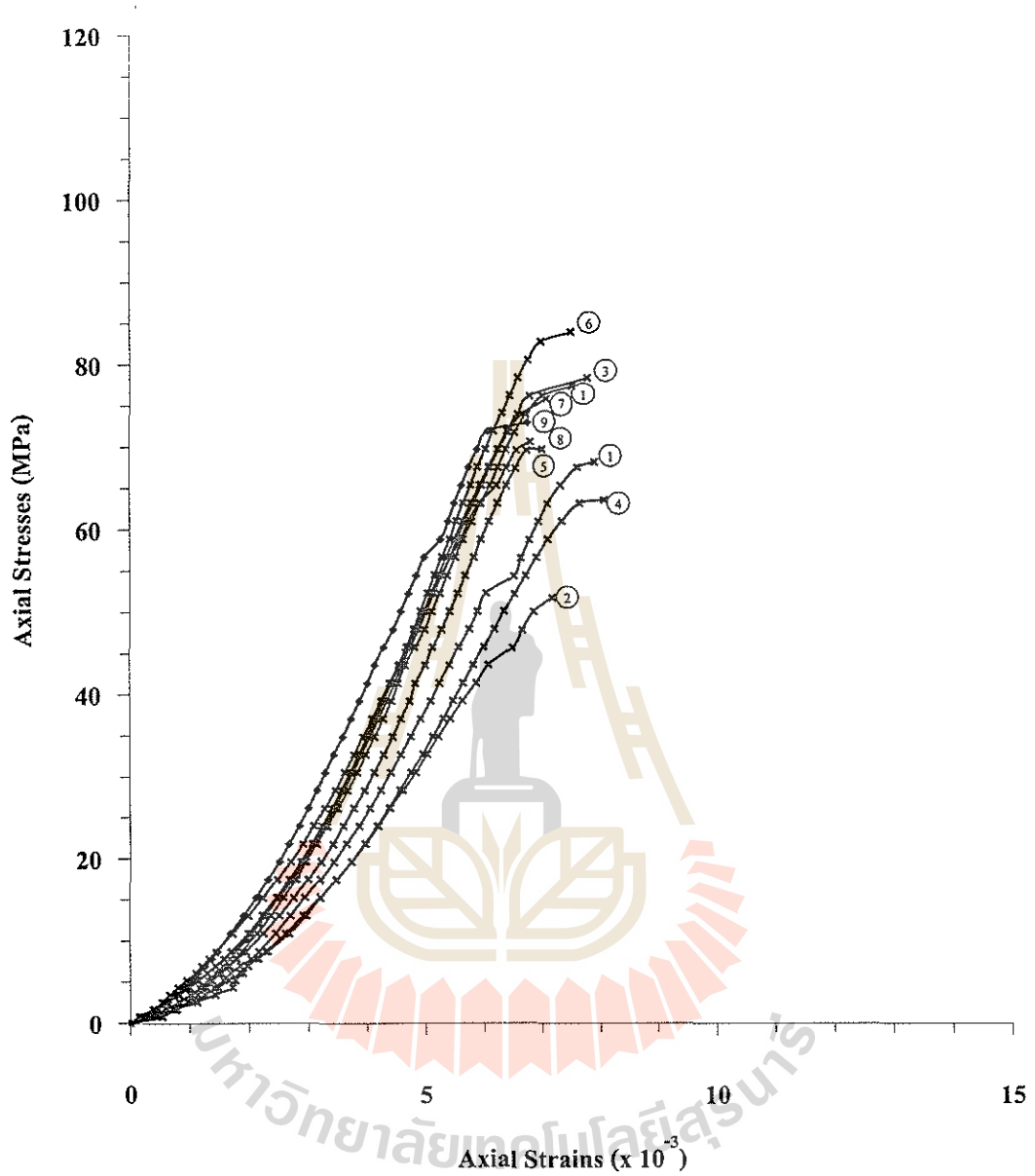
รูปที่ ก-7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูกระดึง

Phu Phan Sandstone



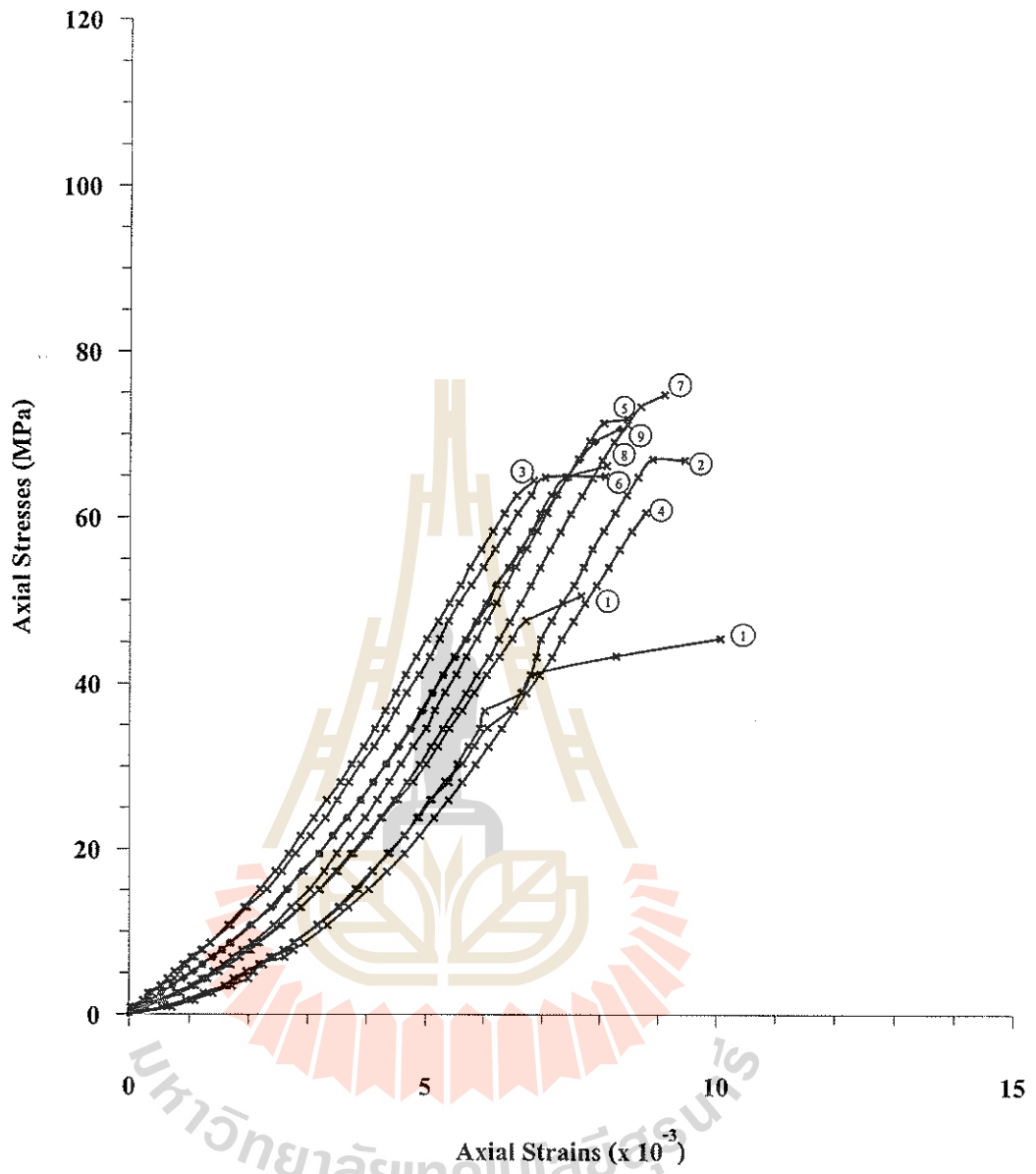
รูปที่ ก-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของ ตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพาน

Phra Wihan Sandstone



รูปที่ ก-9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของ ตัวอย่างหินทรายหมวดหินพระวิหาร

Sao Khua Sandstone



รูปที่ ก-10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินทรายหมวดหินเสาขัว

ตารางที่ ก-1 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินบะซอลต์จากจังหวัดบุรีรัมย์

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
BA-22-UCS-01	53.51	137.70	2.81	151.13	32.00
BA-22-UCS-02	53.53	137.18	2.82	228.38	38.00
BA-22-UCS-03	53.55	136.78	2.77	224.77	32.00
BA-22-UCS-04	53.51	137.69	2.81	169.90	30.00
BA-22-UCS-05	53.55	137.32	2.81	201.61	38.00
BA-22-UCS-06	53.52	137.26	2.81	174.58	38.00
BA-22-UCS-07	53.53	137.21	2.81	186.76	31.00
BA-23-UCS-08	53.54	137.40	2.82	207.48	31.00
BA-23-UCS-09	53.54	137.07	2.81	169.90	31.00
BA-23-UCS-10	53.53	137.26	2.81	166.03	31.00
Average Uniaxial Compressive Strength			188.06 ± 26.30 MPa		
Average Elastic Modulus			33.20 ± 3.36 GPa		

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินแกรนิตจากประเทศไทยตาม

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
RGR-01-01-UCS-01	53.75	141.47	2.60	97.42	28.00
RGR-01-02-UCS-02	53.72	141.03	2.63	143.05	38.00
RGR-01-03-UCS-03	53.60	139.41	2.62	129.68	28.50
RGR-01-04-UCS-04	53.60	140.48	2.62	125.90	31.00
RGR-01-05-UCS-05	53.62	141.01	2.61	159.48	37.50
RGR-01-06-UCS-06	53.63	138.35	2.62	131.39	37.50
RGR-01-07-UCS-07	53.55	137.90	2.62	136.06	38.00
RGR-01-08-UCS-08	53.50	138.64	2.63	147.83	37.50
RGR-01-09-UCS-09	53.60	139.47	2.62	146.80	31.00
RGR-01-10-UCS-10	53.55	139.32	2.62	163.09	37.50
Average Uniaxial Compressive Strength				138.07 ± 18.86 MPa	
Average Elastic Modulus				34.45 ± 4.26 GPa	

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินแกรนิตจากจังหวัดตาก

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
GG-SR-UN-01	53.55	135.06	2.62	124.47	-
GG-SR-UN-02	53.52	135.26	2.62	111.43	35.90
GG-SR-UN-03	53.46	134.53	2.62	77.33	23.93
GG-SR-UN-04	53.51	135.36	2.62	103.21	39.18
GG-SR-UN-05	53.53	133.83	2.62	118.57	31.25
GG-SR-UN-06	53.52	135.73	2.61	127.34	34.68
GG-SR-UN-07	53.49	135.58	2.62	120.68	35.53
GG-SR-UN-08	53.53	135.15	2.62	85.18*	28.12
GG-SR-UN-09	53.48	136.02	2.62	118.92	30.54
GG-SR-UN-10	53.53	135.66	2.62	130.31	32.08
Average Uniaxial Compressive Strength				119.37 ± 8.75 MPa	
Average Elastic Modulus				32.36 ± 4.58 GPa	

ตารางที่ ก-4 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินแกรนิตจากประเทศไทย

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
WGR-01-01-UCS-01	38.53	77.52	2.63	97.26	32
WGR-01-02-UCS-02	38.43	79.40	2.65	93.20	27
WGR-01-03-UCS-03	38.43	78.53	2.65	141.20	38
WGR-01-04-UCS-04	38.52	78.28	2.64	125.87	36
WGR-01-05-UCS-05	38.43	79.37	2.63	129.12	18
WGR-01-06-UCS-06	38.48	77.87	2.64	121.70	28
WGR-01-07-UCS-07	38.50	78.27	2.63	141.55	39
WGR-01-08-UCS-08	38.52	78.28	2.64	111.11	44
WGR-01-09-UCS-09	38.53	77.40	2.63	97.85	33
WGR-01-10-UCS-10	38.50	78.02	2.64	133.89	43
Average Uniaxial Compressive Strength				119.27 ± 18.34 MPa	
Average Elastic Modulus				34.00 ± 7.97 GPa	

ตารางที่ ก-5 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
YMB-01-01-UCS-01	38.37	77.92	2.58	68.26	16
YMB-01-02-UCS-02	38.38	77.58	2.60	87.26	25
YMB-01-03-UCS-03	38.42	77.07	2.61	69.52	26
YMB-01-04-UCS-04	38.40	77.70	2.61	76.18	21
YMB-01-05-UCS-05	38.42	77.88	2.58	89.82	17
YMB-01-06-UCS-06	38.53	77.52	2.56	74.48	24
YMB-01-07-UCS-07	53.77	139.98	2.54	79.49	26
YMB-01-08-UCS-08	53.77	136.63	2.58	61.14	15
YMB-01-09-UCS-09	53.57	140.31	2.57	61.25	18
YMB-01-10-UCS-10	53.58	139.59	2.60	102.42	25
Average Uniaxial Compressive Strength				78.69 ± 14.57 MPa	
Average Elastic Modulus				21.30 ± 4.42 GPa	

ตารางที่ ก-6 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินอ่อนจากจังหวัดลพบุรี

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
MB-SR-UN-01	53.77	133.38	2.71	79.51	29.38
MB-SR-UN-02	53.78	133.72	2.72	59.09	28.78
MB-SR-UN-03	53.78	133.38	2.72	95.57	32.36
MB-SR-UN-04	53.73	135.04	2.72	65.32	29.70
MB-SR-UN-05	53.78	132.95	2.72	60.32	25.02
MB-SR-UN-06	53.76	133.93	2.73	84.21	25.46
MB-SR-UN-07	53.79	133.32	2.72	82.80	30.25
MB-SR-UN-08	53.78	134.25	2.72	64.43	27.81
MB-SR-UN-09	53.77	133.61	2.71	39.86	31.14
MB-SR-UN-10	53.78	133.68	2.72	78.71	27.40
Average Uniaxial Compressive Strength				74.44 ± 12.62 MPa	
Average Elastic Modulus				28.73 ± 2.35 GPa	

ตารางที่ ก-7 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินทราย (หมวดหินภูกระดึง)

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
GST-01-UCS-01	53.50	138.83	2.53	82.67	13.39
GST-01-UCS-02	53.52	138.92	2.53	75.18	11.57
GST-01-UCS-03	53.50	138.92	2.54	65.49	11.94
GST-01-UCS-04	53.49	138.95	2.54	76.03	12.56
GST-01-UCS-05	53.49	138.71	2.53	66.00	11.61
GST-01-UCS-06	53.46	138.85	2.51	72.24	11.39
GST-01-UCS-07	53.51	138.08	2.54	71.10	11.63
GST-01-UCS-08	53.50	137.55	2.56	79.51	13.02
GST-01-UCS-09	53.50	137.54	2.56	72.38	12.19
GST-01-UCS-10	53.49	138.24	2.53	67.71	12.21
Average Uniaxial Compressive Strength				72.83 ± 5.65 MPa	
Average Elastic Modulus				12.15 ± 0.67 GPa	

ตารางที่ ก-8 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินทราย (หมวดหินภูพาน)

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
YST-01-UCS-01	53.52	137.93	2.25	81.92	18.81
YST-01-UCS-02	53.51	137.95	2.29	72.33	18.29
YST-01-UCS-03	53.52	137.03	2.29	71.59	17.91
YST-01-UCS-04	53.51	138.17	2.25	73.29	17.77
YST-01-UCS-05	53.52	137.40	2.25	83.50	19.61
YST-01-UCS-06	53.52	137.85	2.27	51.29	17.05
YST-01-UCS-07	53.52	137.08	2.25	49.51	10.78
YST-01-UCS-08	53.52	137.48	2.25	63.31	17.17
YST-01-UCS-09	53.51	136.61	2.25	60.64	19.02
YST-01-UCS-10	53.50	136.88	2.25	74.60	20.24
Average Uniaxial Compressive Strength				72.37 ± 8.53 MPa	
Average Elastic Modulus				18.43 ± 1.08 GPa	

ตารางที่ ก-9 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินทราย (หมวดหินพระวิหาร)

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
WST-01-UCS-01	53.52	137.68	2.32	77.40	14.79
WST-02-UCS-02	53.50	137.65	2.32	51.81	10.22
WST-03-UCS-03	53.51	136.96	2.33	78.38	15.08
WST-04-UCS-04	53.50	136.56	2.32	63.62	11.12
WST-05-UCS-05	53.52	136.60	2.33	69.77	14.63
WST-06-UCS-06	53.50	137.59	2.34	83.98	16.62
WST-07-UCS-07	53.51	137.03	2.33	75.89	15.17
WST-08-UCS-08	53.52	136.47	2.33	70.77	13.86
WST-09-UCS-09	53.52	138.01	2.33	73.08	15.18
WST-10-UCS-10	53.51	137.42	2.32	68.21	12.65
Average Uniaxial Compressive Strength				71.29 ± 8.96 MPa	
Average Elastic Modulus				13.93 ± 2.00 GPa	

ตารางที่ ก-10 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินทราย (หมวดหินเสาขัว)

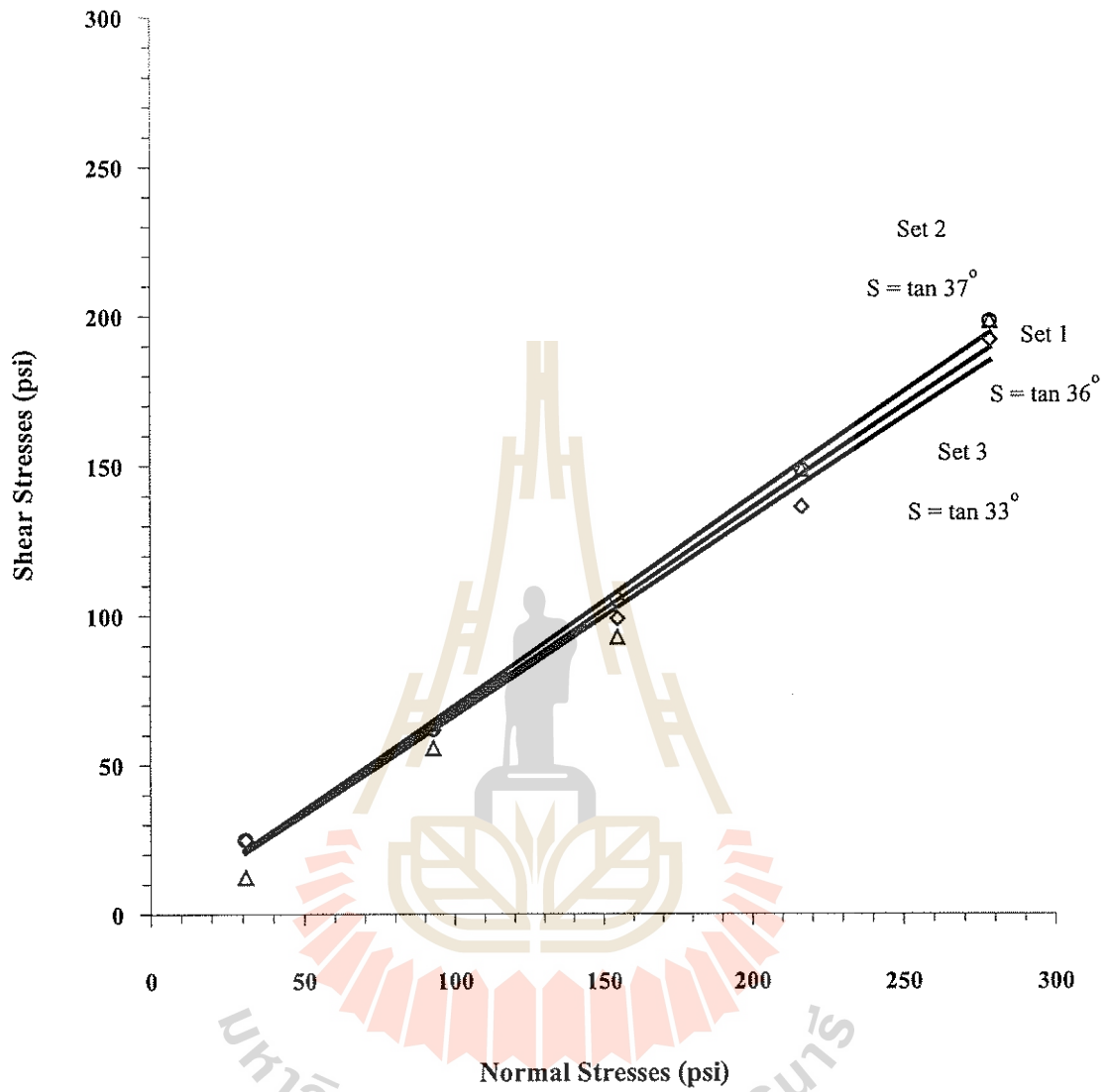
Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Density (g/cc)	Failure Stress σ_c (MPa)	Elastic Modulus E (GPa)
RST-01-UCS-01	53.69	137.23	2.33	45.43	8.45
RST-01-UCS-02	53.75	137.68	2.33	66.78	11.31
RST-01-UCS-03	53.76	136.92	2.32	64.34	11.77
RST-01-UCS-04	53.77	137.04	2.32	60.47	10.39
RST-01-UCS-05	53.73	136.84	2.33	71.71	11.97
RST-01-UCS-06	53.75	138.64	2.33	64.88	11.57
RST-01-UCS-07	53.80	137.58	2.32	74.69	11.87
RST-01-UCS-08	53.76	138.10	2.32	66.12	11.33
RST-01-UCS-09	53.76	138.28	2.32	70.61	11.46
RST-01-UCS-10	53.73	137.03	2.33	50.54	9.87
Average Uniaxial Compressive Strength				67.45 ± 4.59 MPa	
Average Elastic Modulus				11.46 ± 0.50 GPa	

ภาคผนวก ข

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน
ของตัวอย่างหินที่มีรอยแตกผิวเรียบ

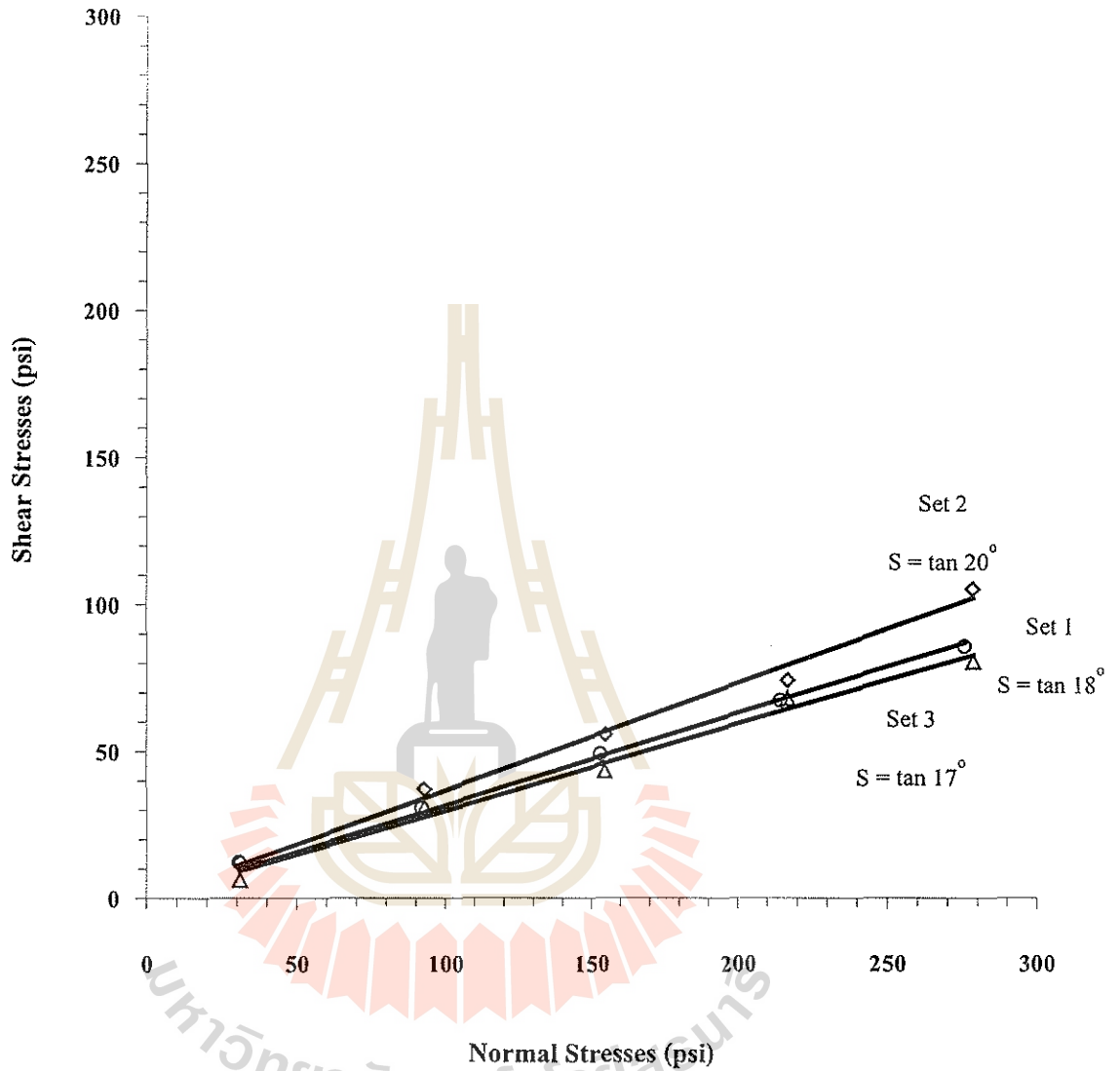
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Burirum Basalt

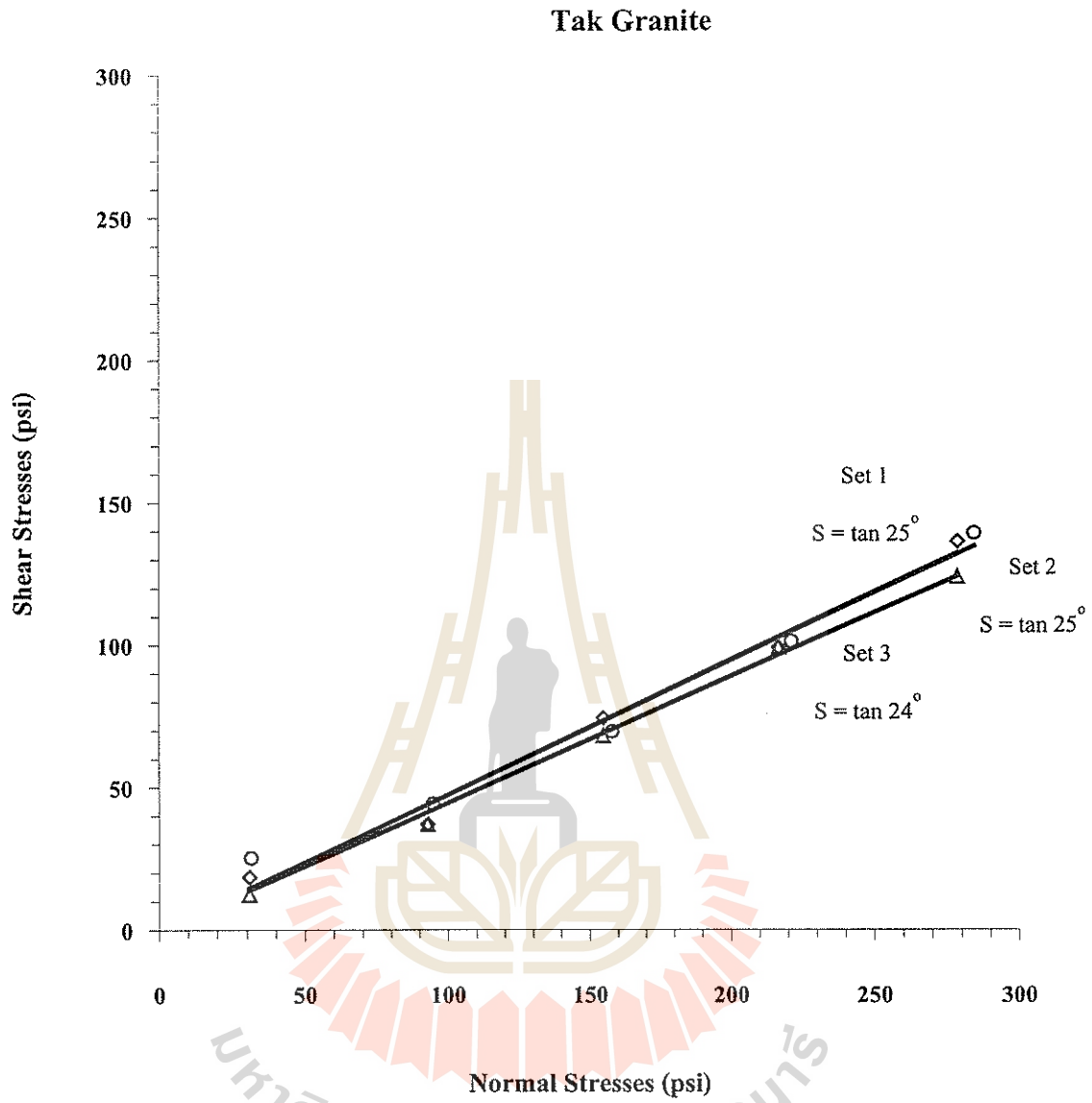


รูปที่ ข-1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินบุรีรัมย์ปะชอลต์

Vietnamese Granite

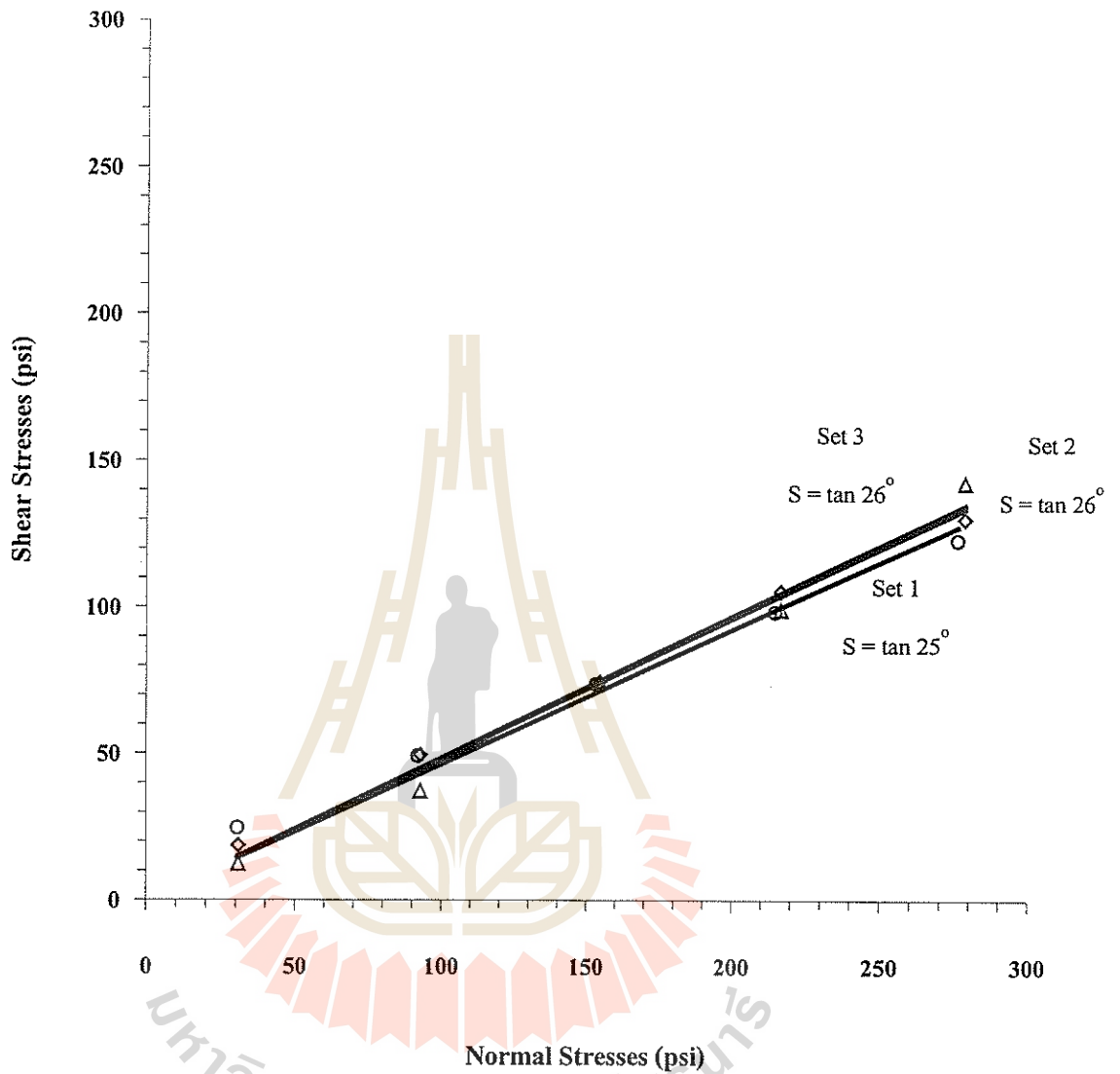


รูปที่ ข-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศไทย



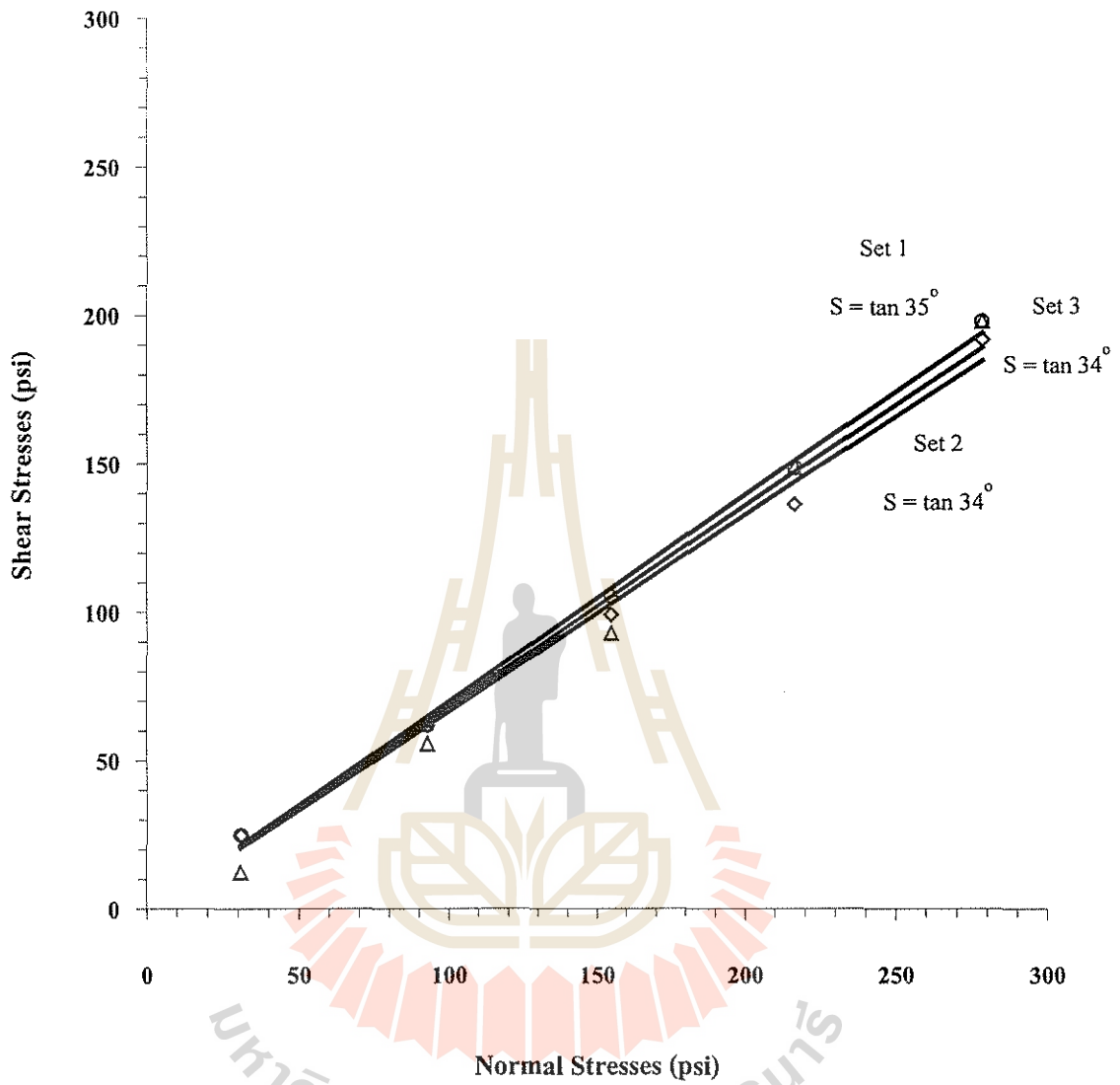
รูปที่ ข-3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินแกรนิต จากจังหวัดตาก

Chinese Granite



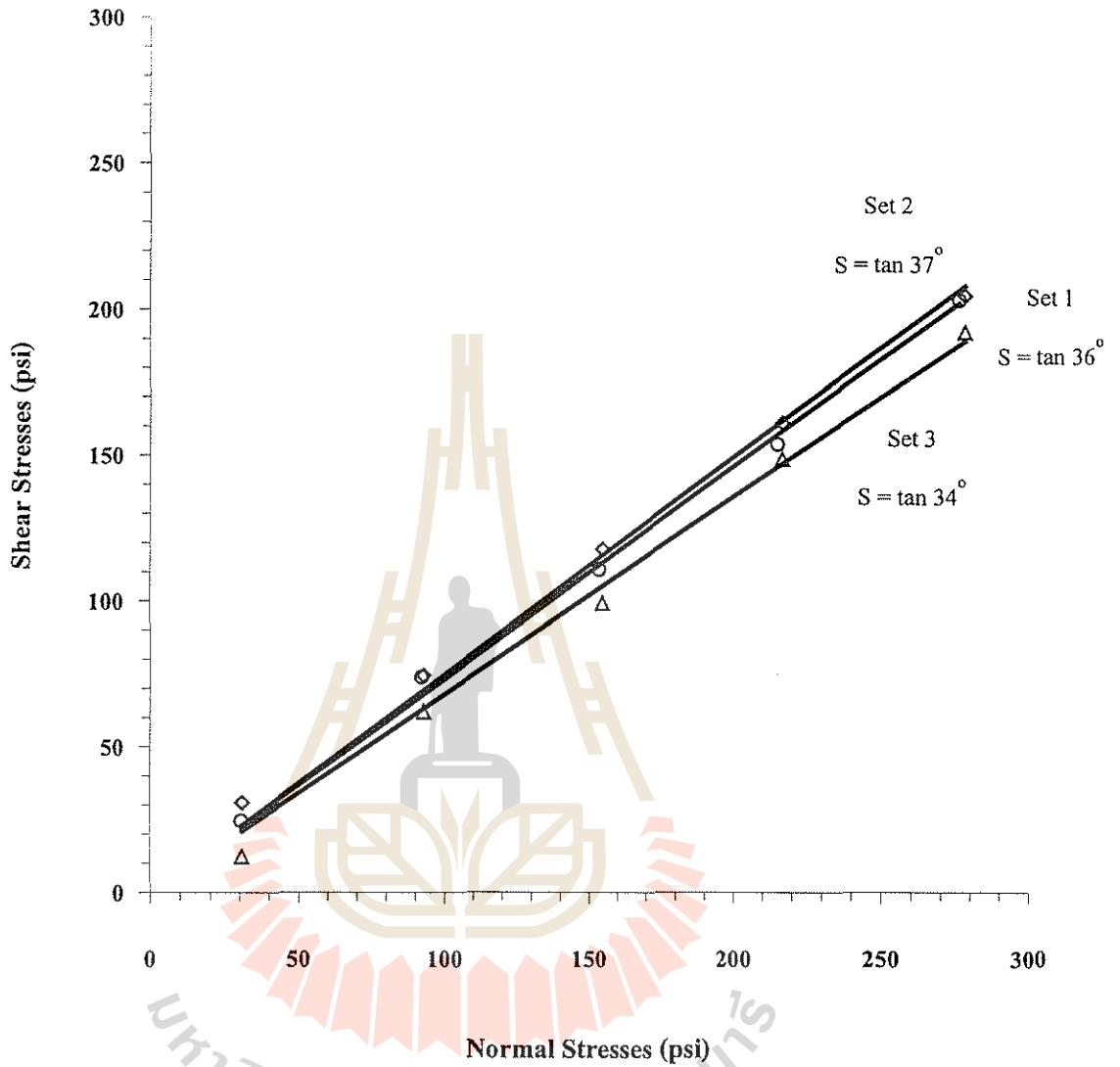
รูปที่ ข-4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินแกรนิตจากประเทศจีน

Saraburi Marble

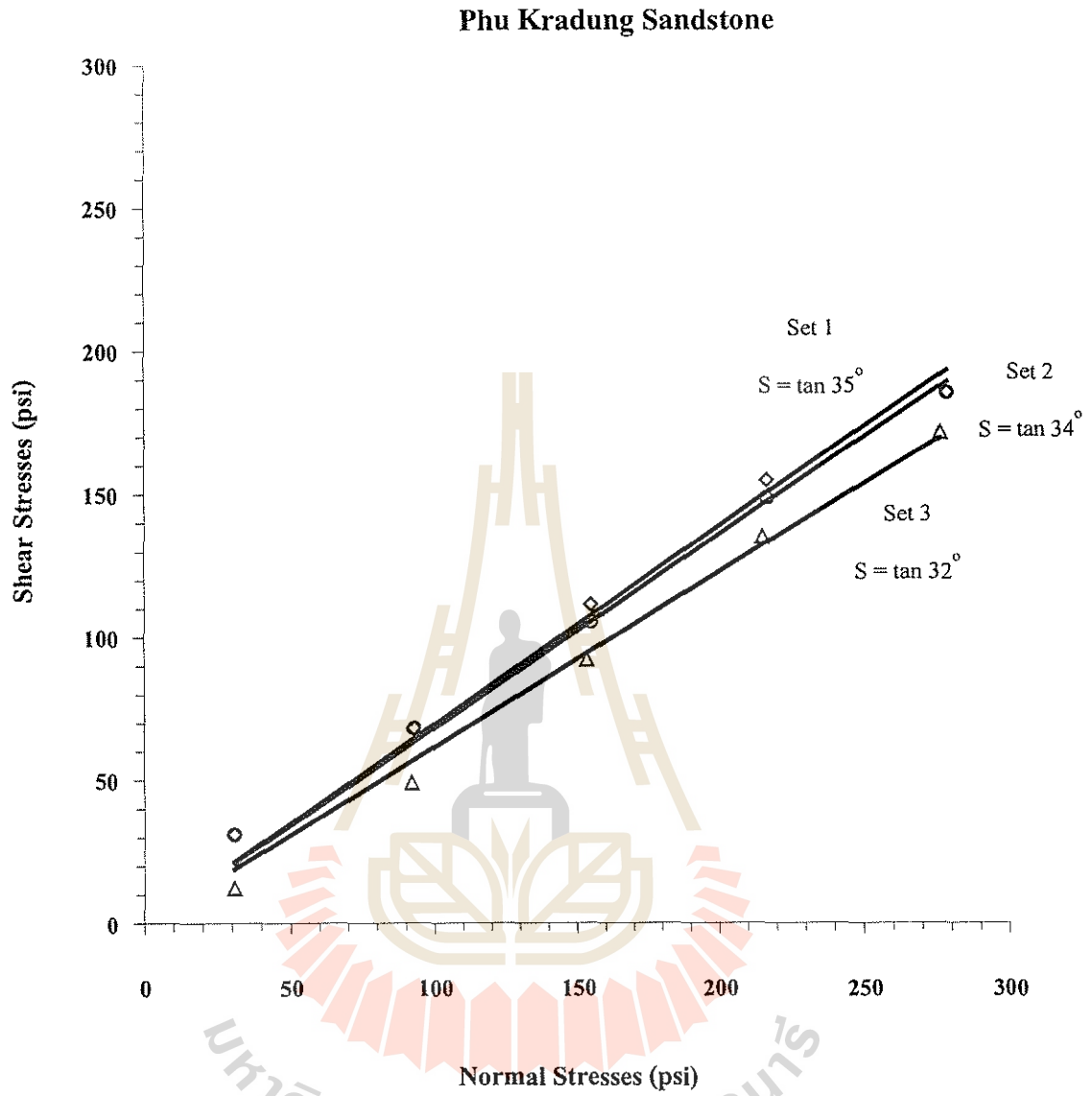


รูปที่ ข-5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินอ่อน
จากจังหวัดสระบุรี

Lopburi Marble

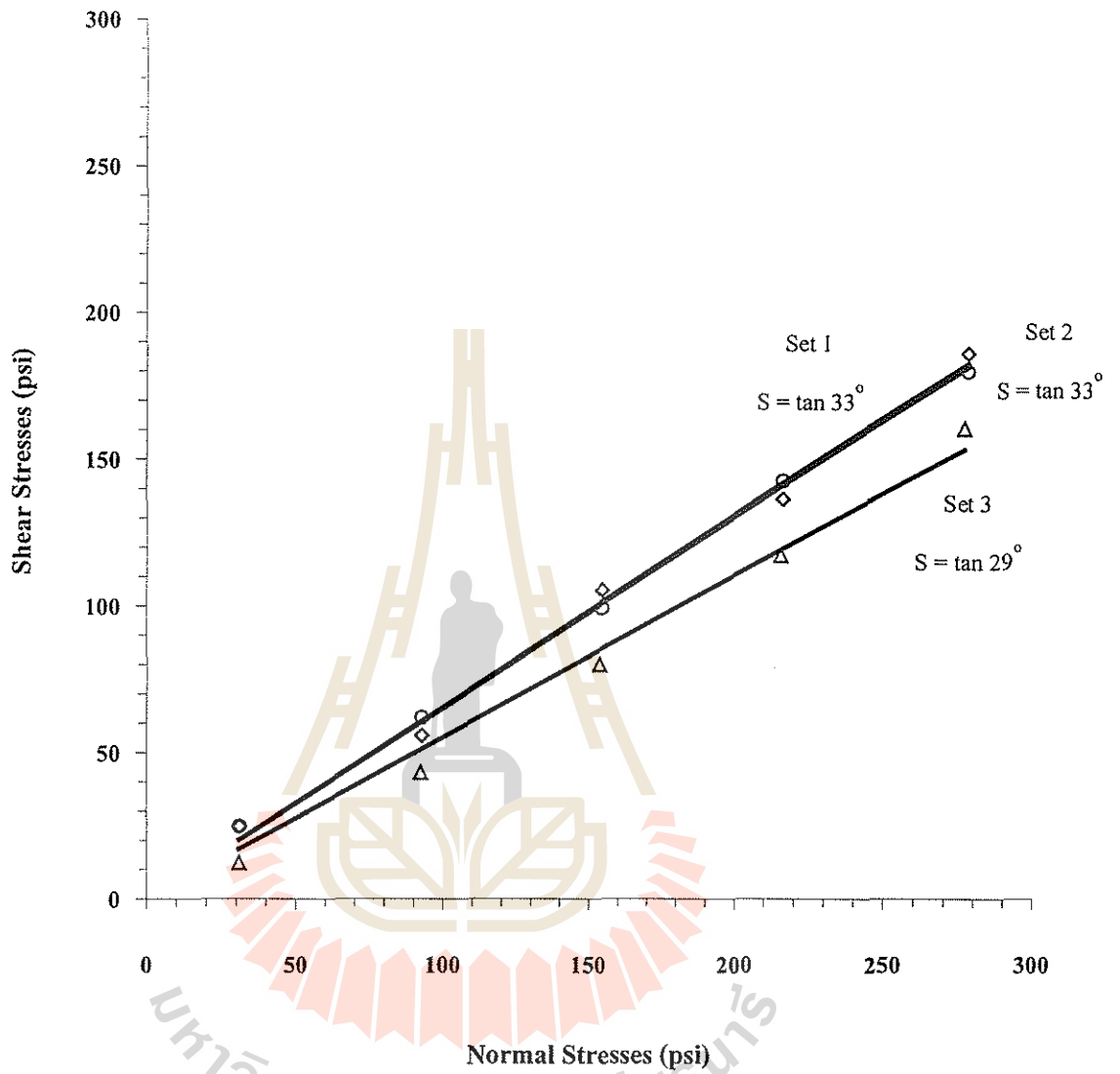


รูปที่ ข-6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินอ่อน จากจังหวัดลพบุรี



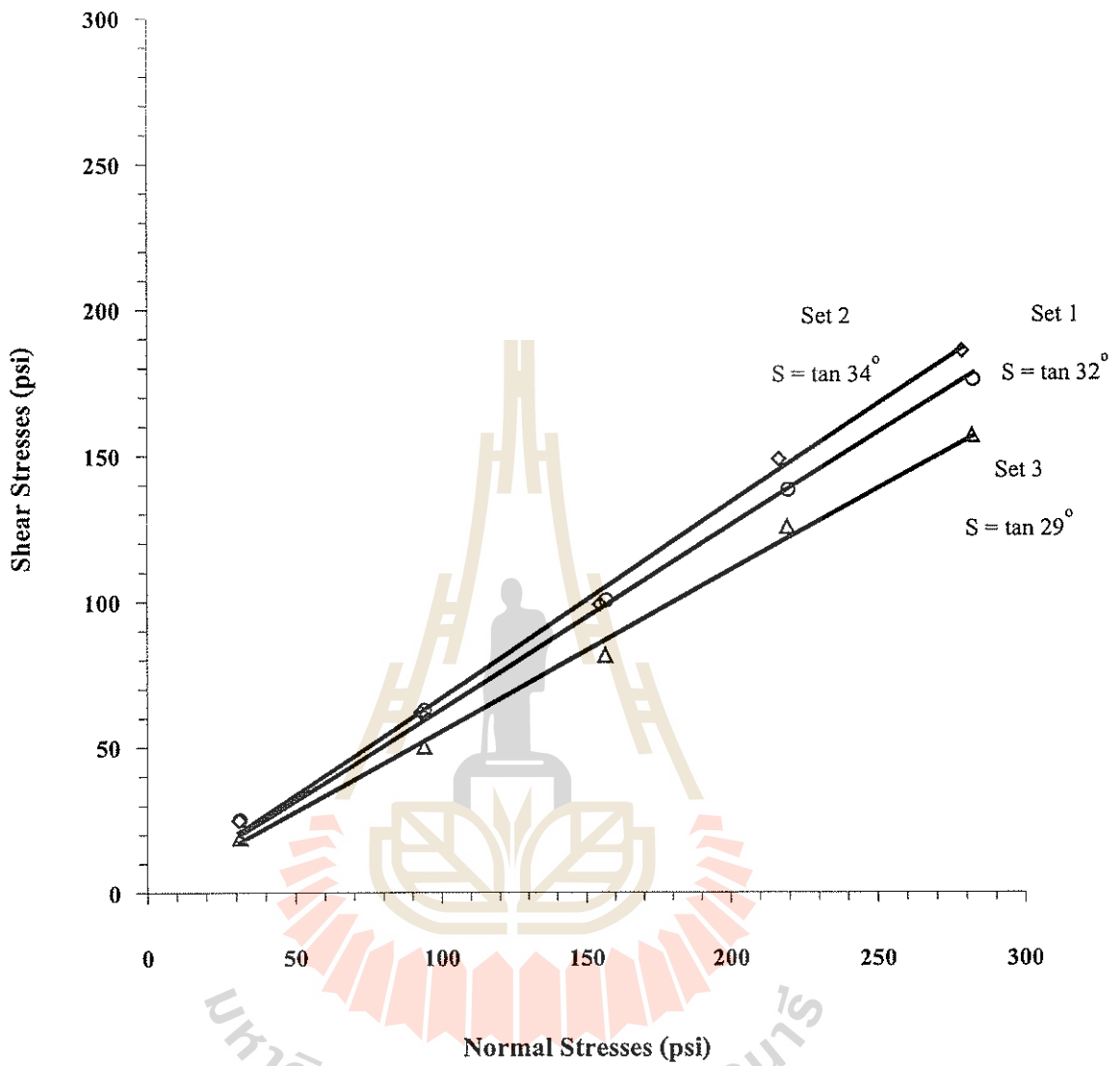
รูปที่ ๗-7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูกระดึง

Phu Phan Sandstone



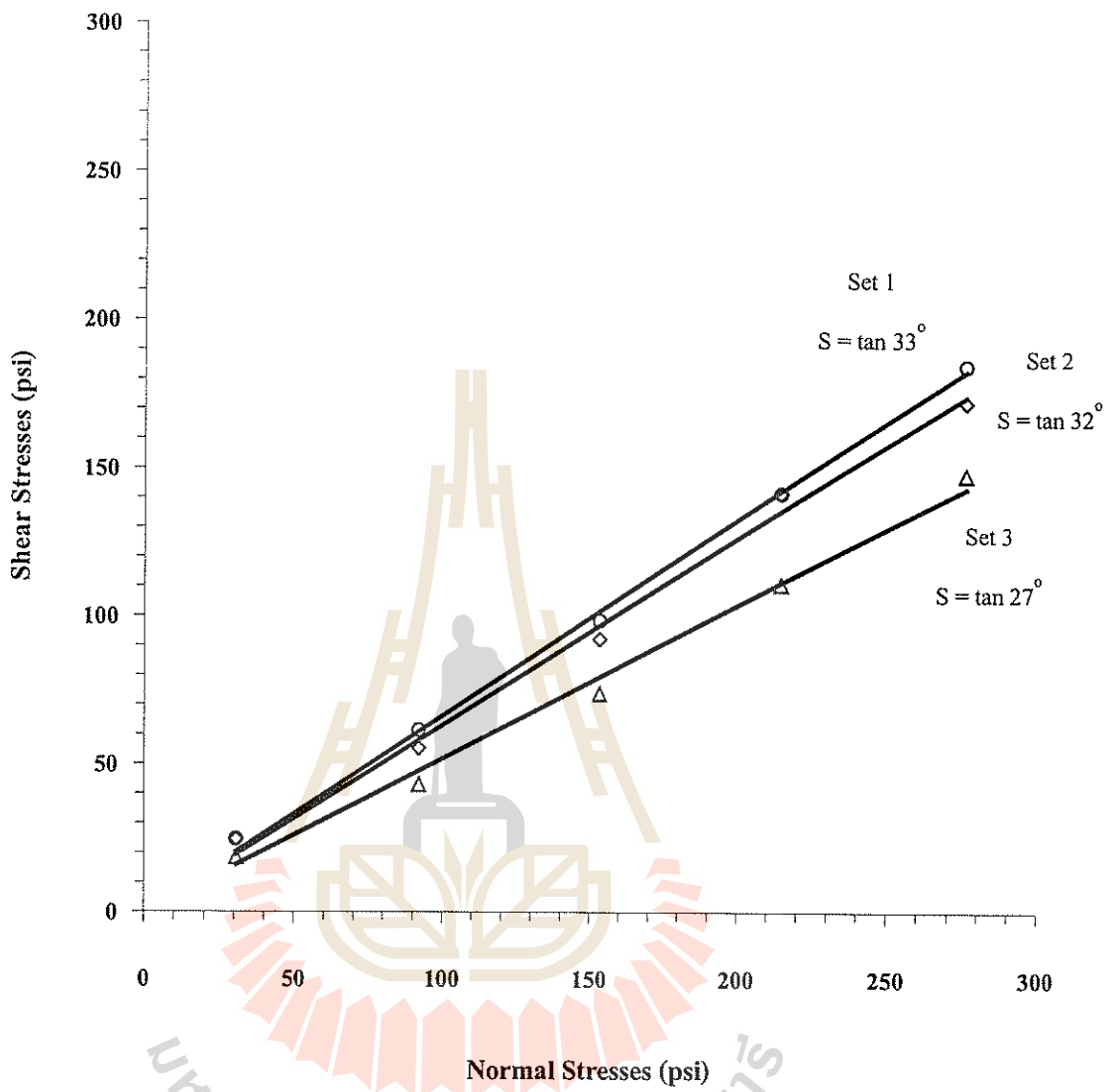
รูปที่ ข-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินทราย
หมวดหินภูพาน

Phra Wihan Sandstone



รูปที่ พ-9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินทราย
หมวดหินพระวิหาร

Sao Khua Sandstone



รูปที่ ช-10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินทราย
หมวดหินเสาขัว

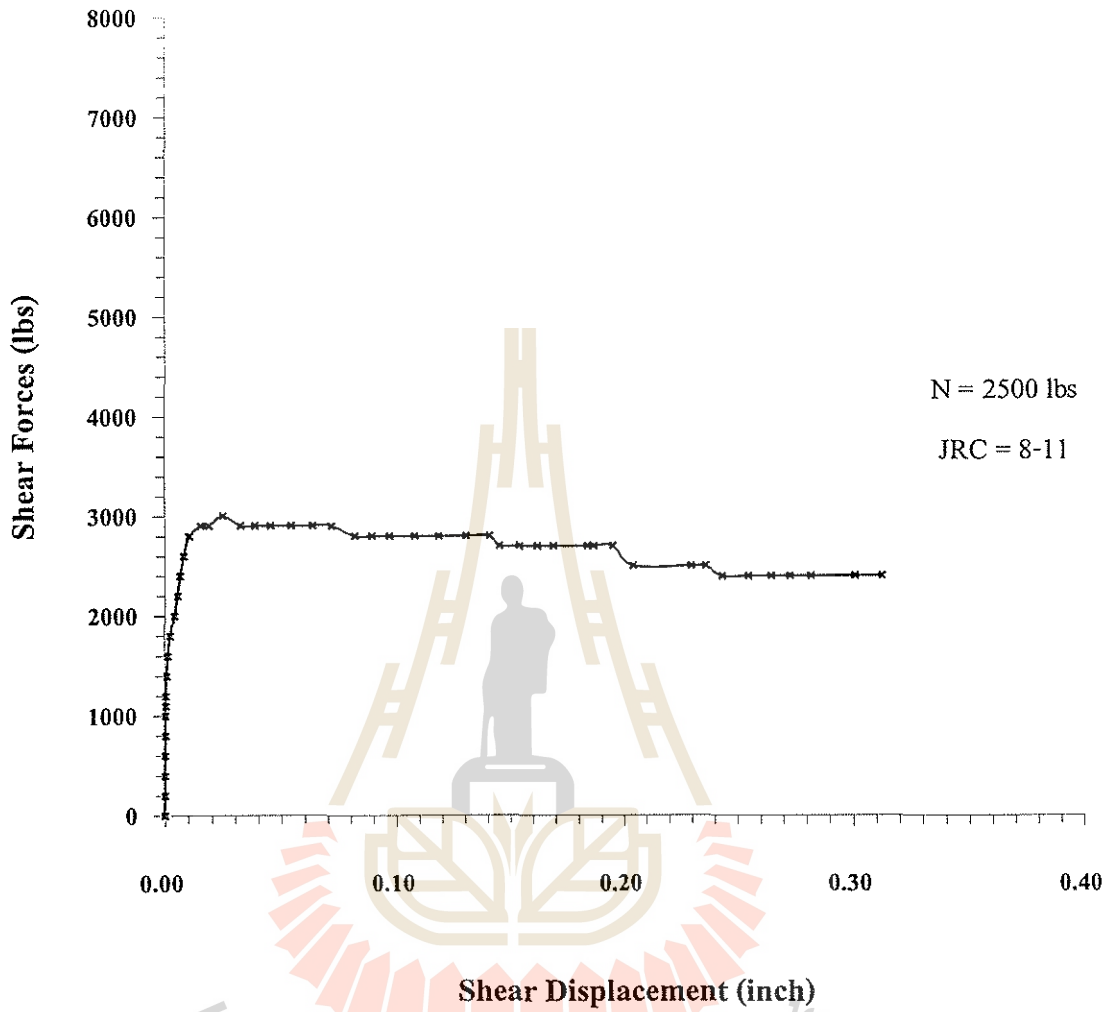
ภาคผนวก ค

ผลการทดสอบในรูปของกราฟความสัมพันธ์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Burirum Basalt

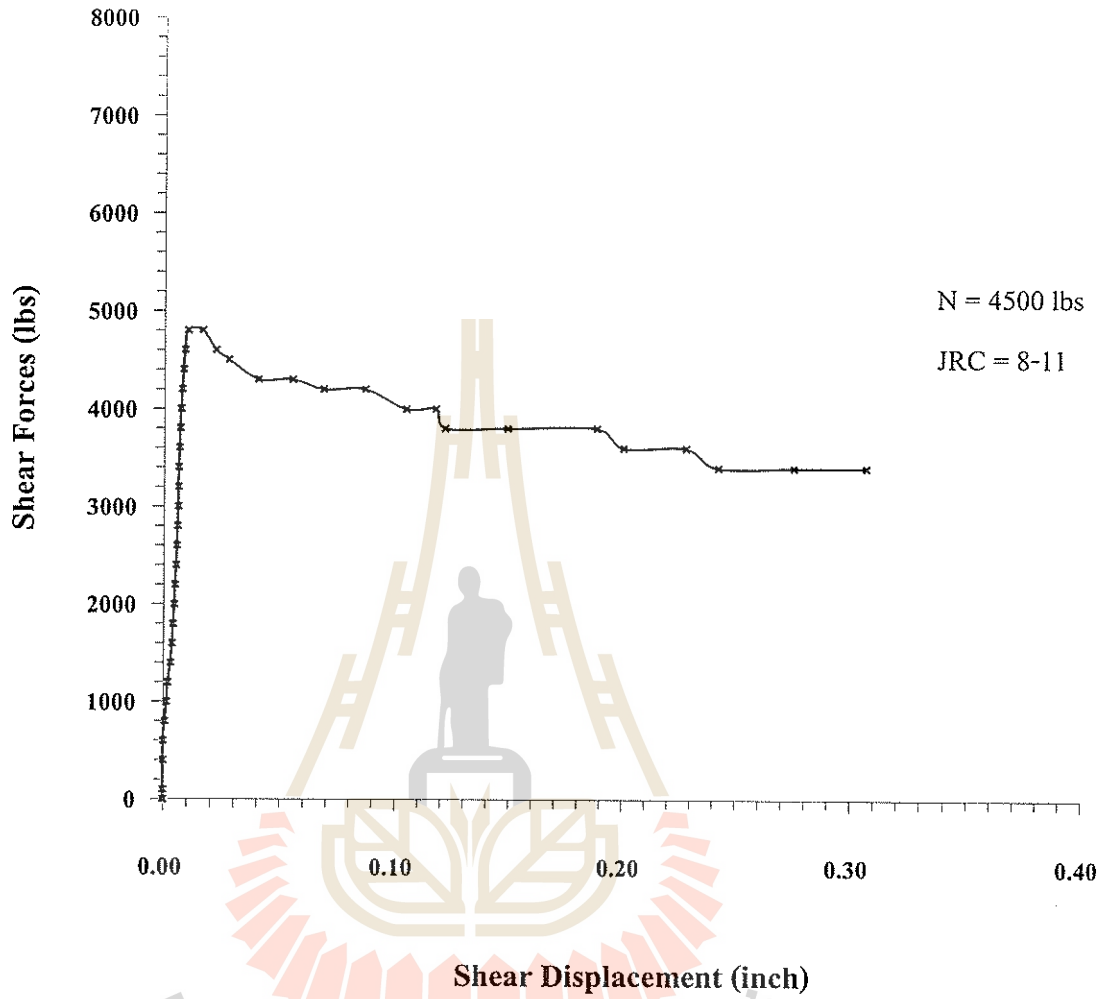
BA- 01



รูปที่ ก-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหิน
บุรีรัมย์บะซอลต์ที่ความเค้นตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Burirum Basalt

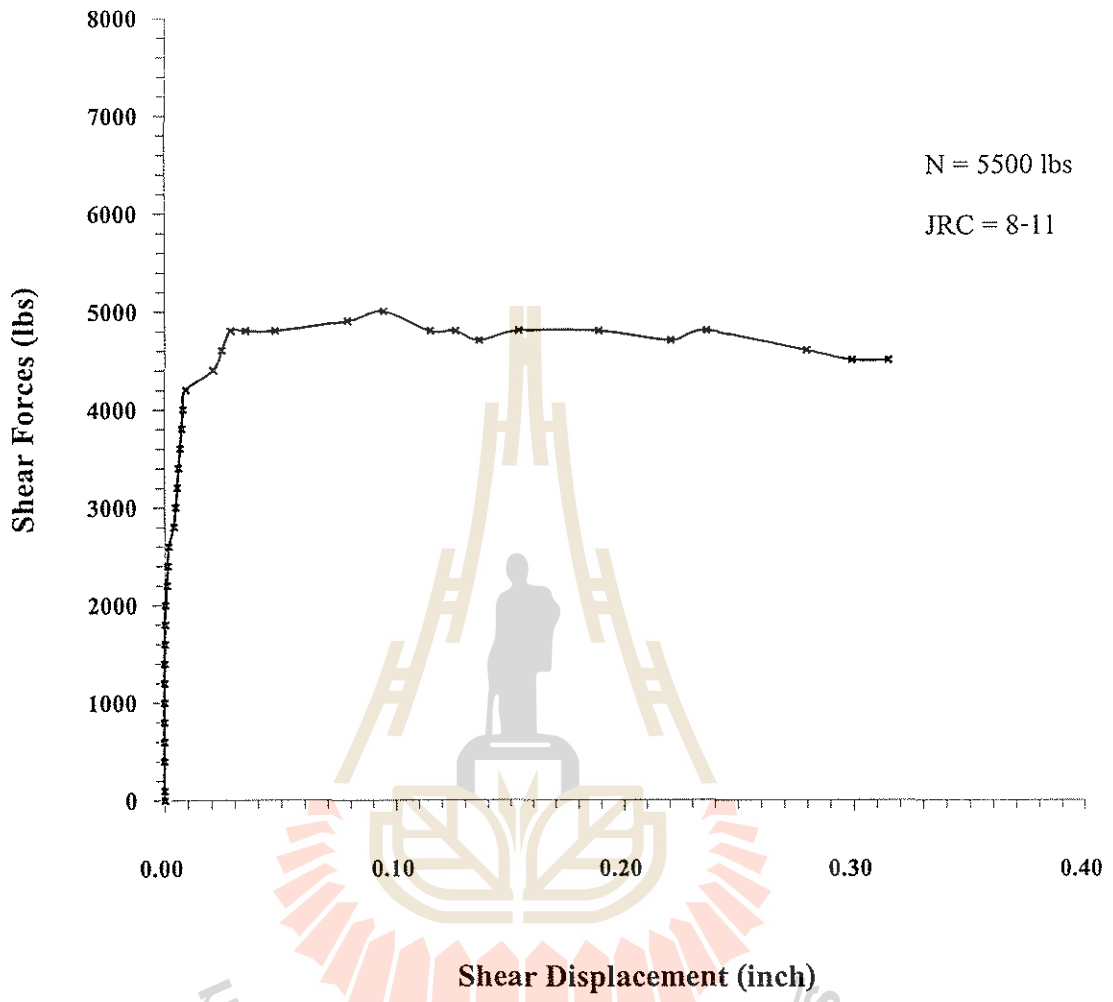
BA- 02



รูปที่ ก-2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินบุริรัมย์
ปะชอลต์ที่ความเค้นตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Burirum Basalt

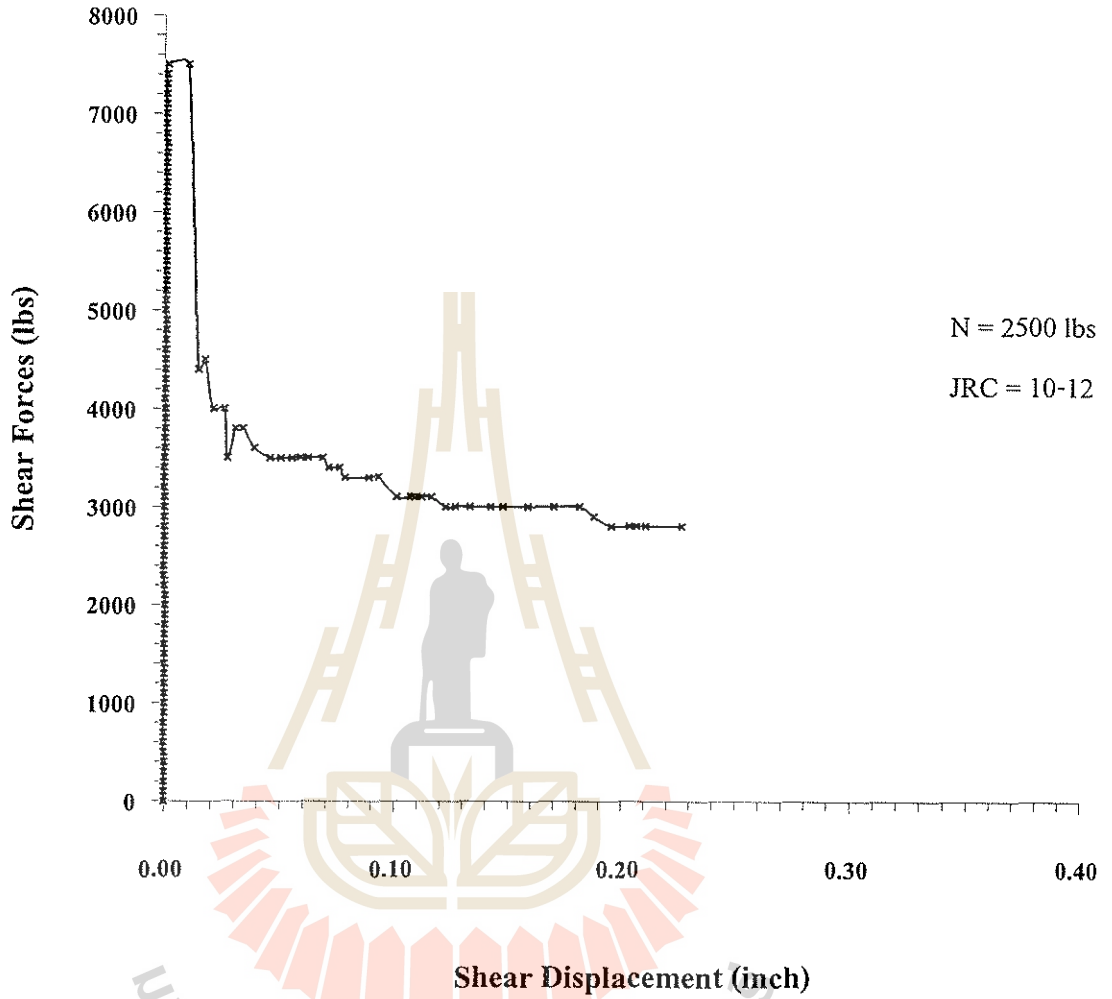
BA-03



รูปที่ ค-3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหิน
บุรีรัมย์ปะชอลต์ที่ความเค้นตั้งจาก 5500 ปอนด์

Vietnamese Granite

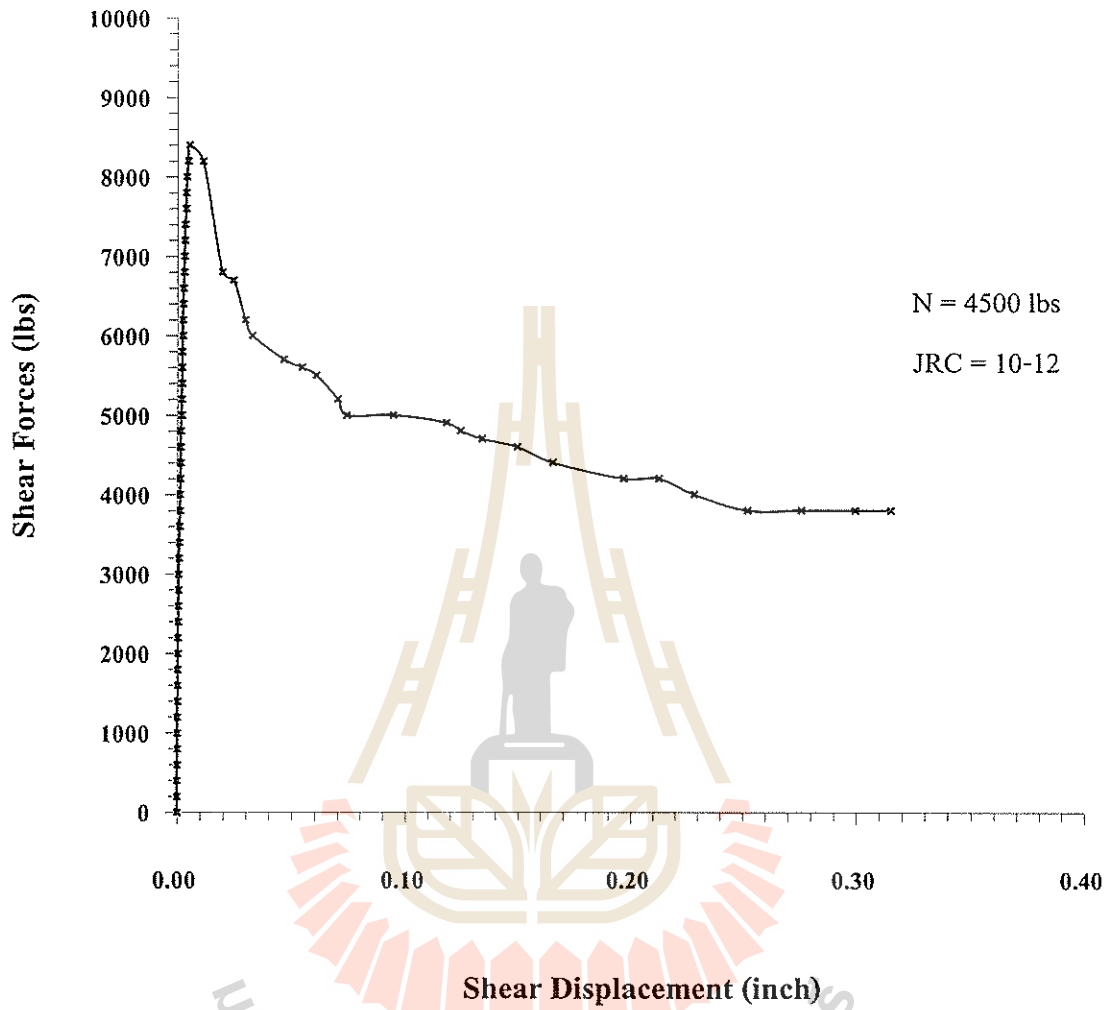
RGR- 01



รูปที่ ก-4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากประเทศเวียดนามที่ความเค้นตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Vietnamese Granite

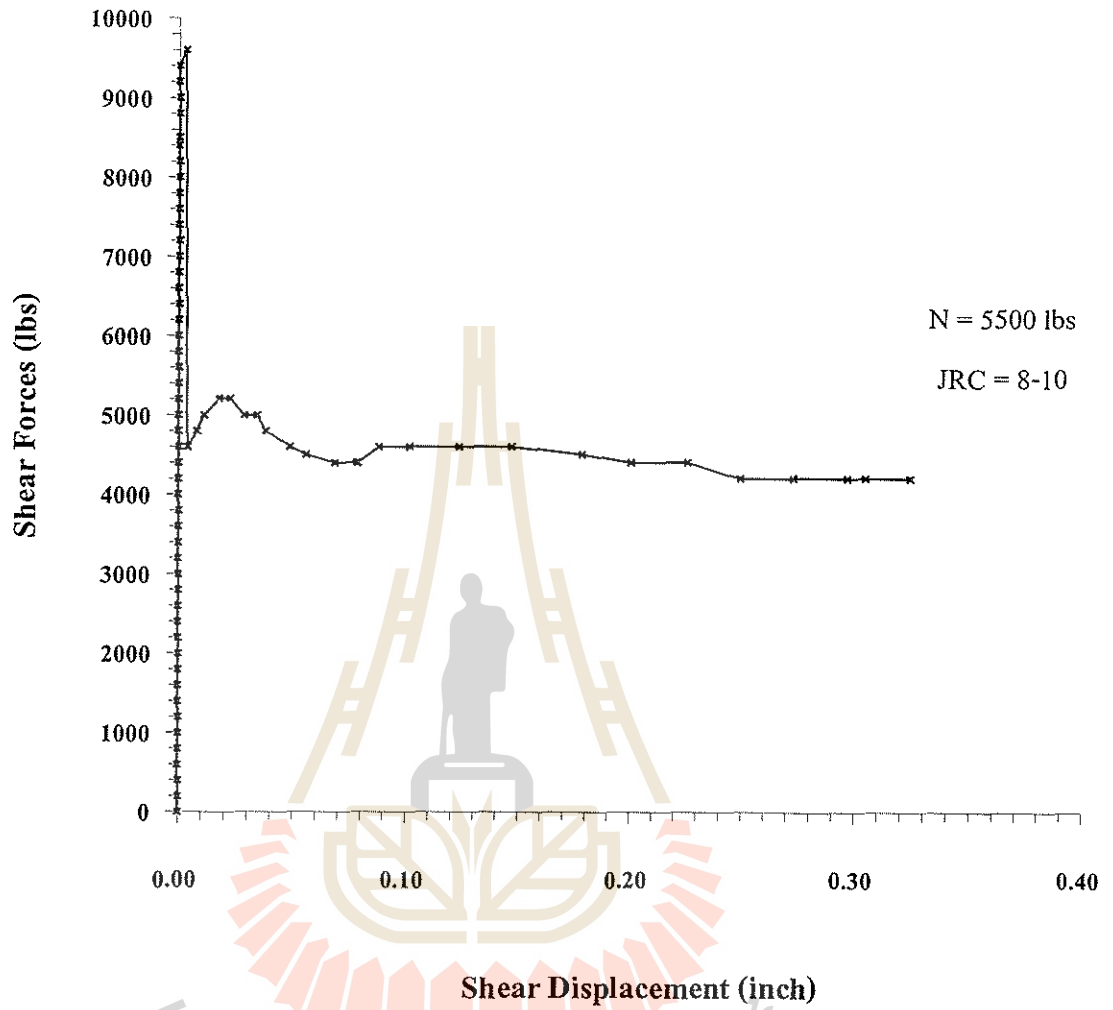
RGR- 02



รูปที่ ก-5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากประเทศเวียดนามที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Vietnamese Granite

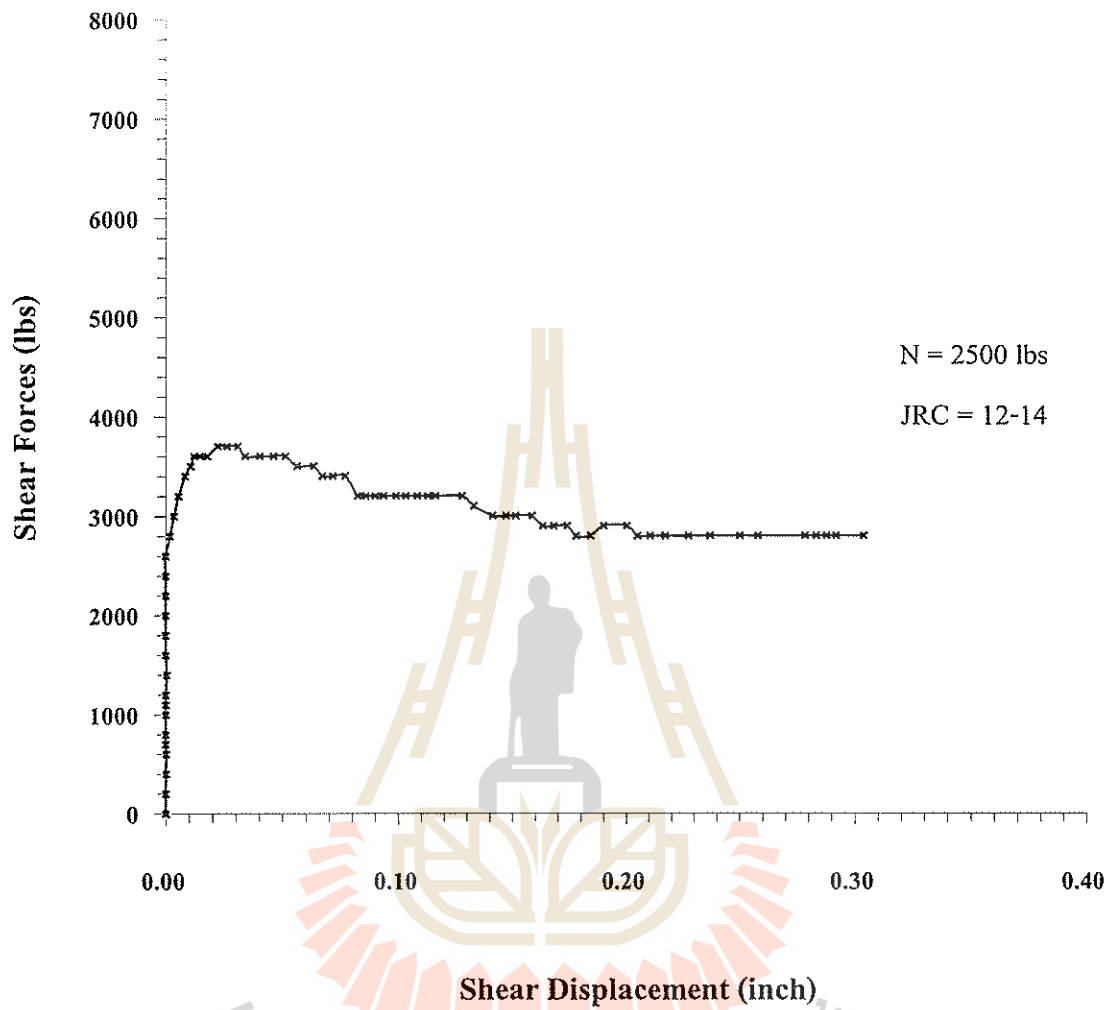
RGR - 03



รูปที่ ก-6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากประเทศเวียดนามที่แรงกดตั้งฉาก 5500 ปอนด์

Tak Granite

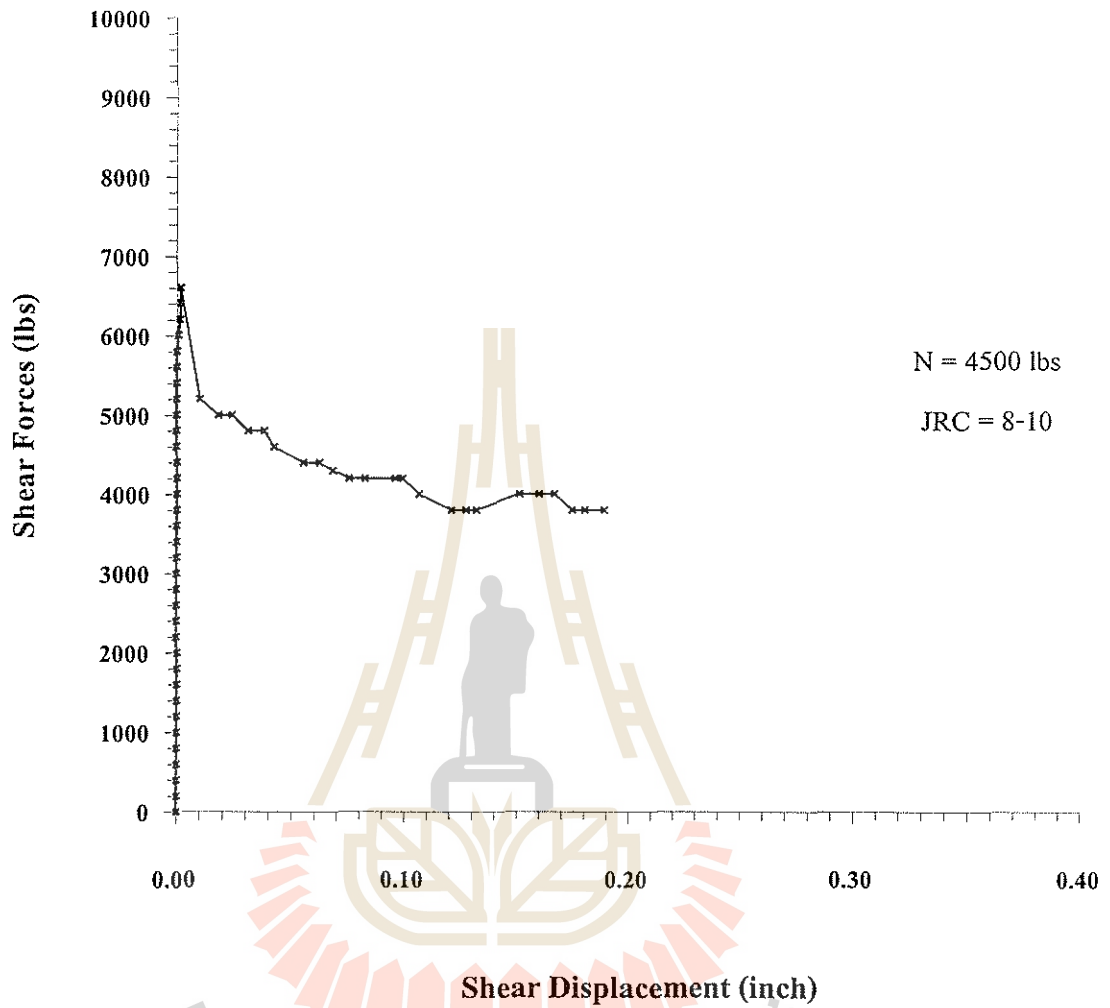
GGR- 01



รูปที่ ก-7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจาก จังหวัดตากที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Tak Granite

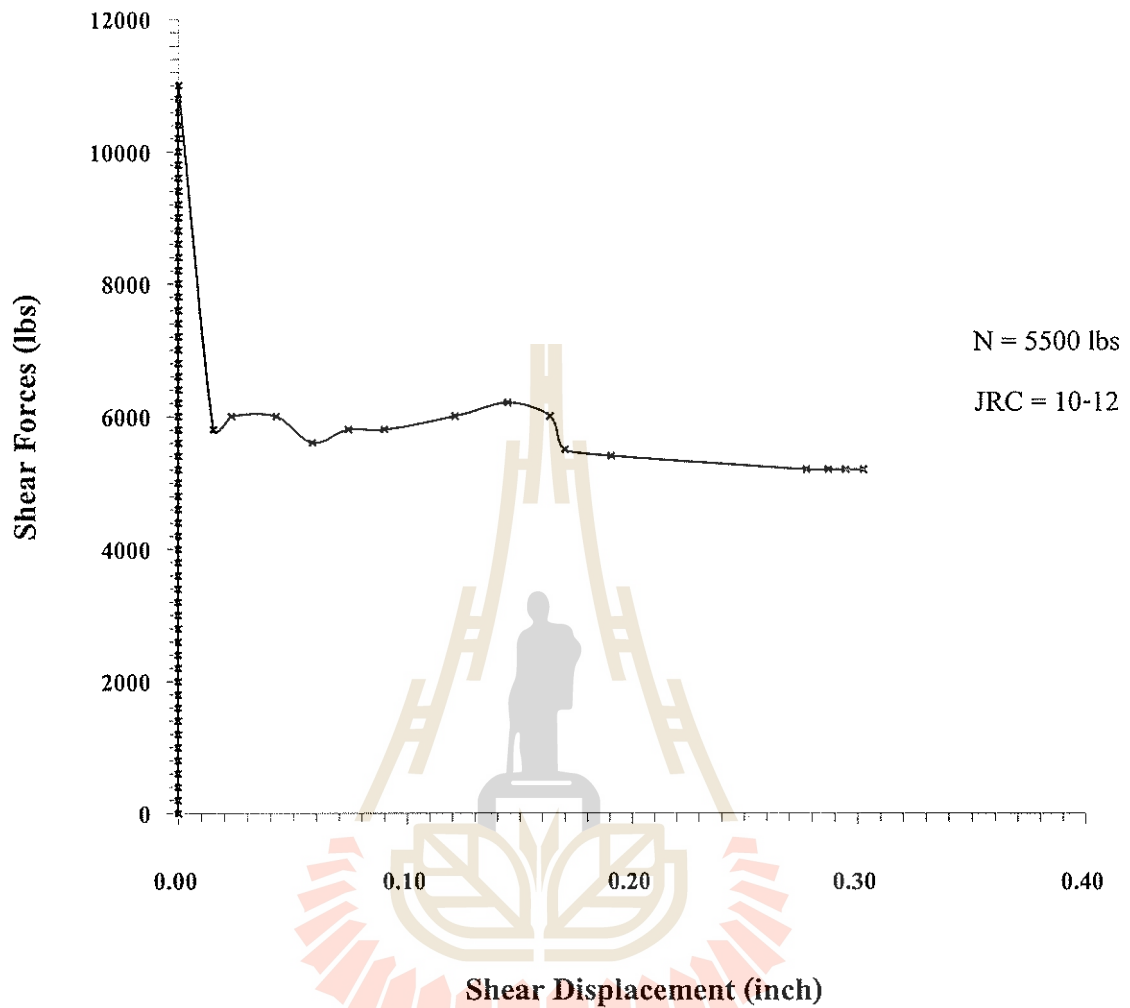
GGR- 02



รูปที่ ก-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากจังหวัดตากที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Tak Granite

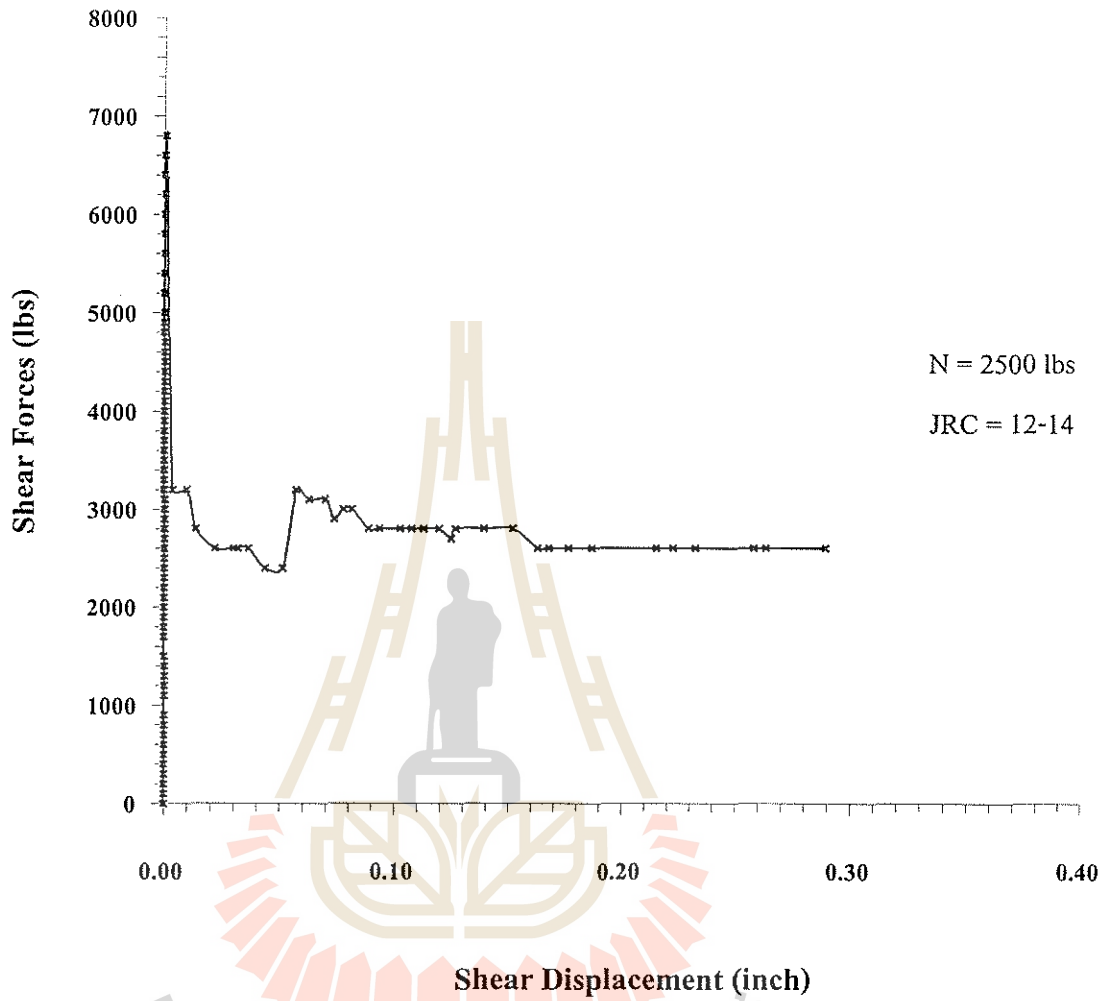
GGR- 03



รูปที่ ก-9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากจังหวัดตากที่แรงกดตั้งฉาก 5500 ปอนด์

Chinese Granite

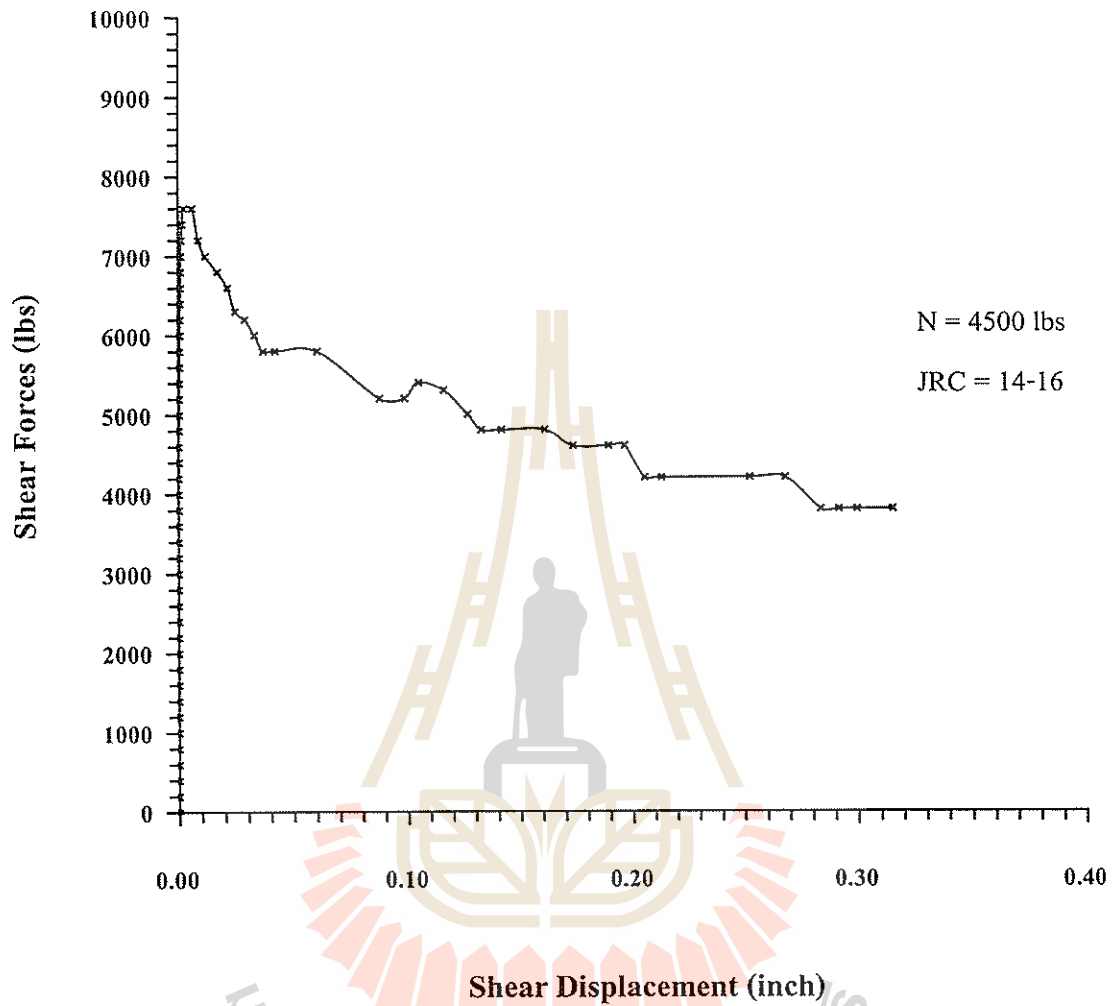
WGR- 01



รูปที่ ก-10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากประเทศจีนที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Chinese Granite

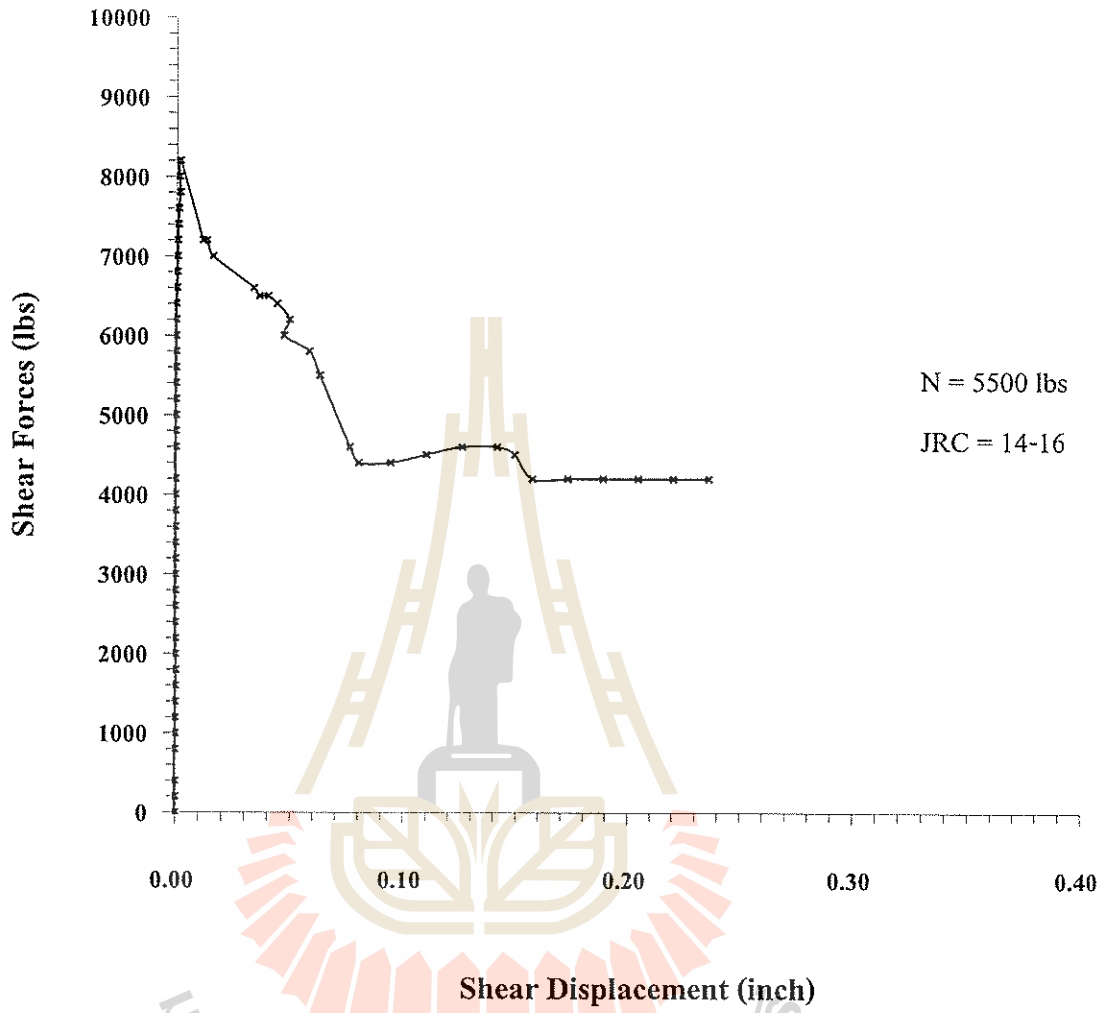
WGR- 02



รูปที่ ก-11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากประเทศจีนที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Chinese Granite

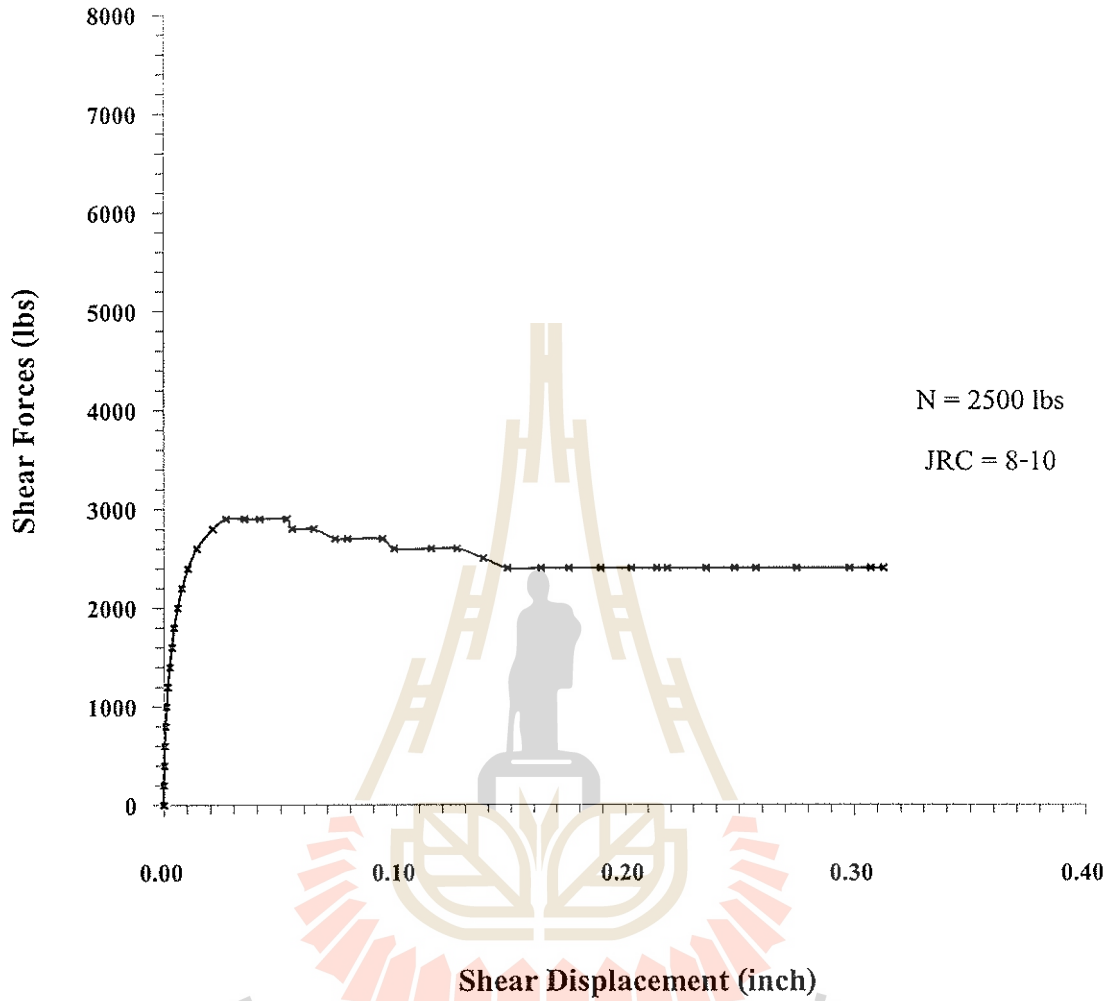
WGR- 03



รูปที่ ก-12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินแกรนิตจากประเทศจีนที่แรงกดตั้งฉาก 5500 ปอนด์

Saraburi Marble

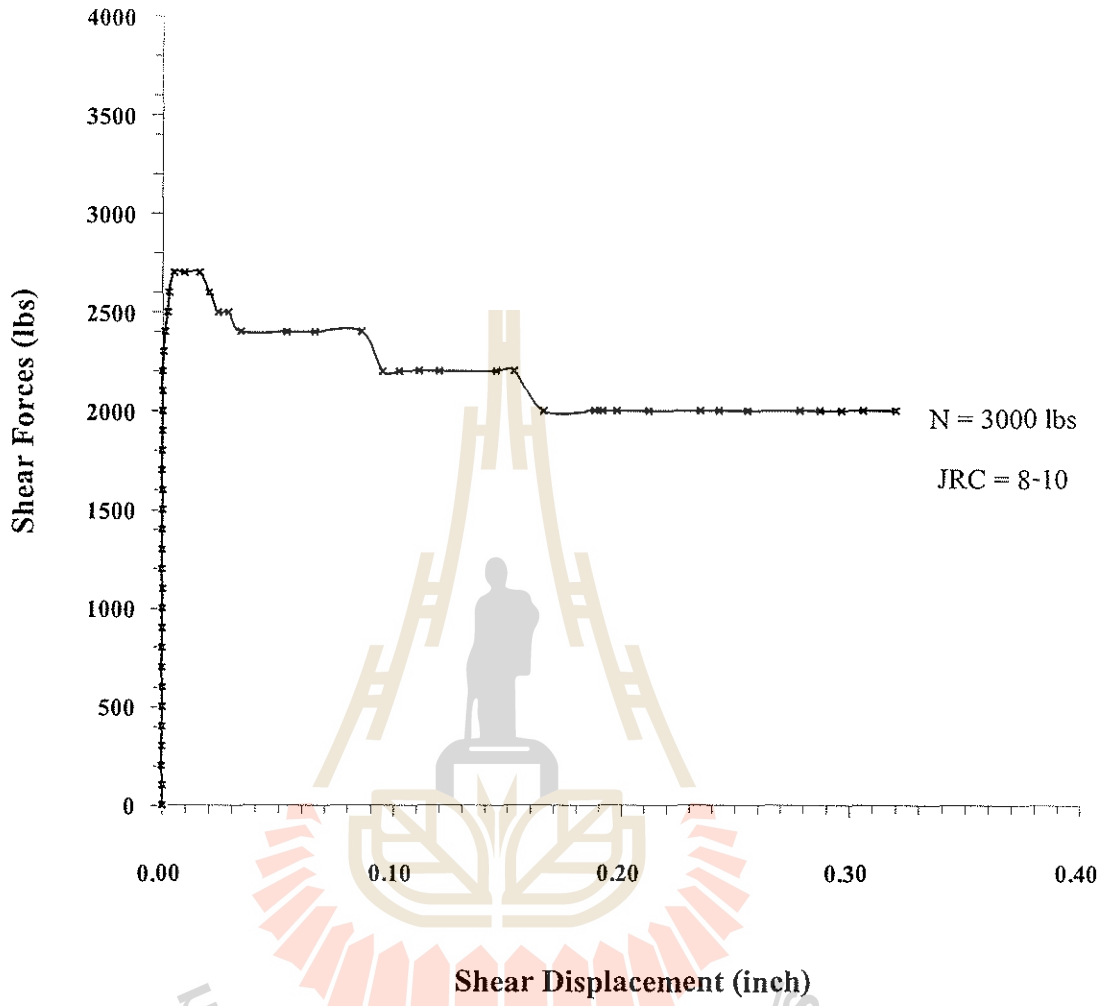
YMB - 01



รูปที่ ค-13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินอ่อนจาก จังหวัดสระบุรีที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Saraburi Marble

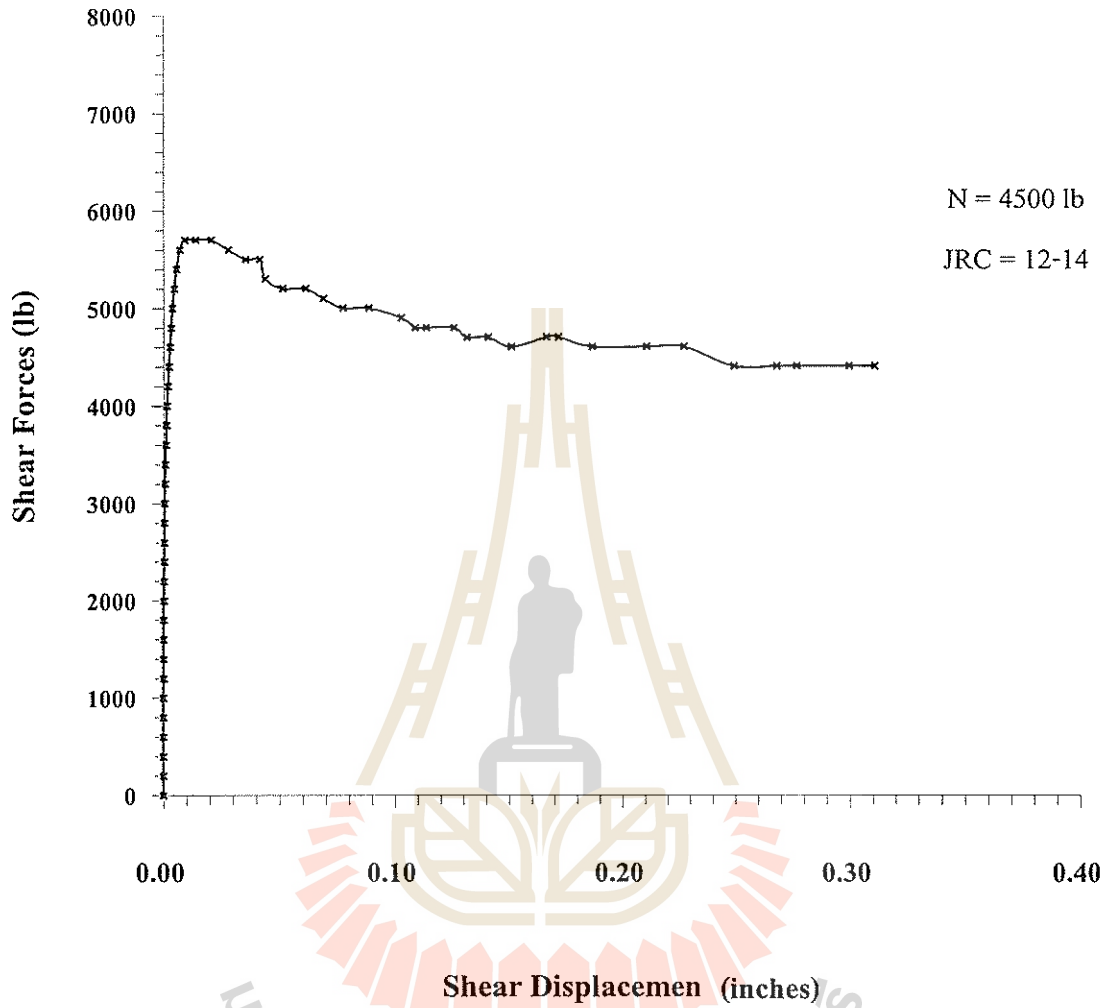
YMB - 03



รูปที่ ก-14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่แรงกดตั้งฉาก 3000 ปอนด์

Saraburi Marble

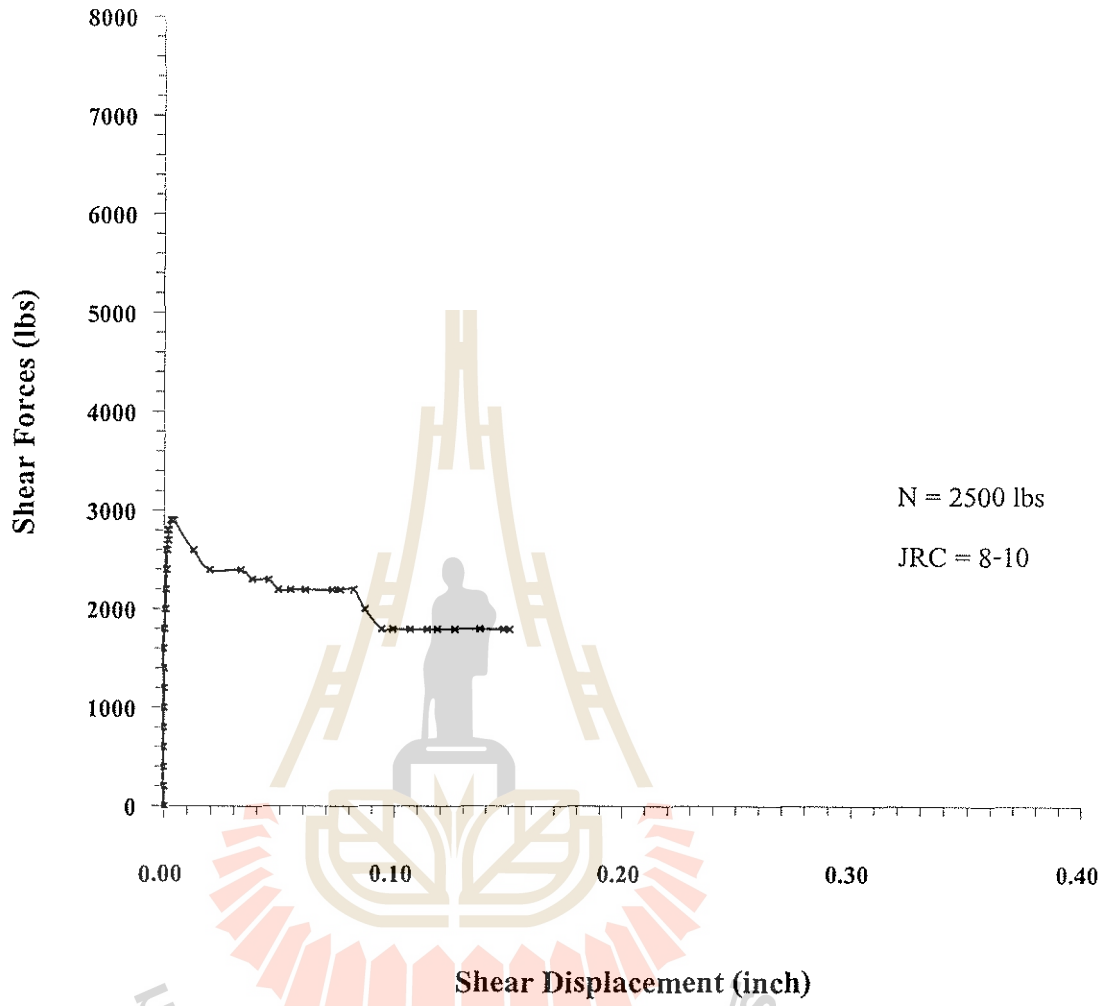
YMB-02



รูปที่ ค-15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Lopburi Marble

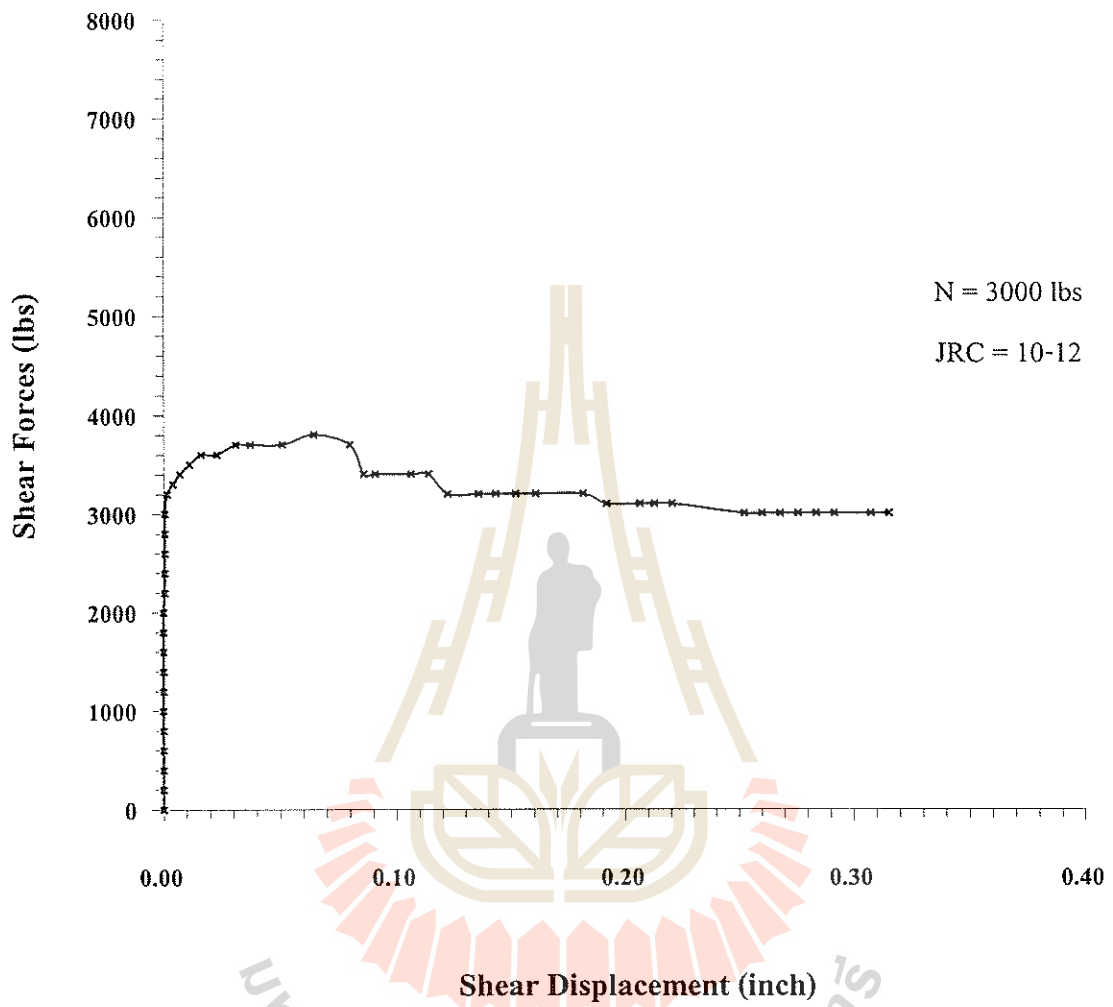
WMB - 01



รูปที่ ค-16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินอ่อนจากจังหวัดลพบุรีที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Lopburi Marble

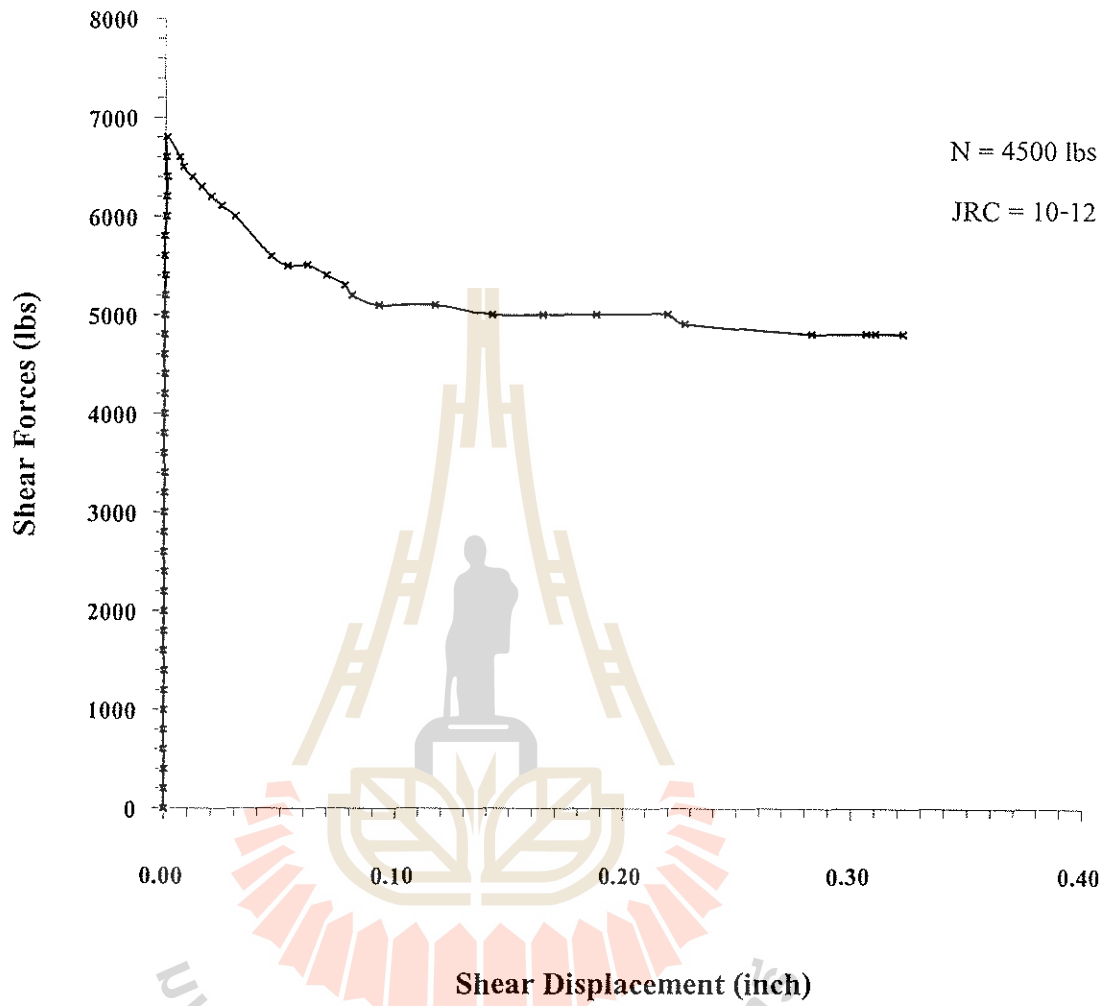
WMB - 03



รูปที่ ก-17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินอ่อนจากจังหวัดลพบุรีที่แรงกดตั้งฉาก 3000 ปอนด์

Lopburi Marble

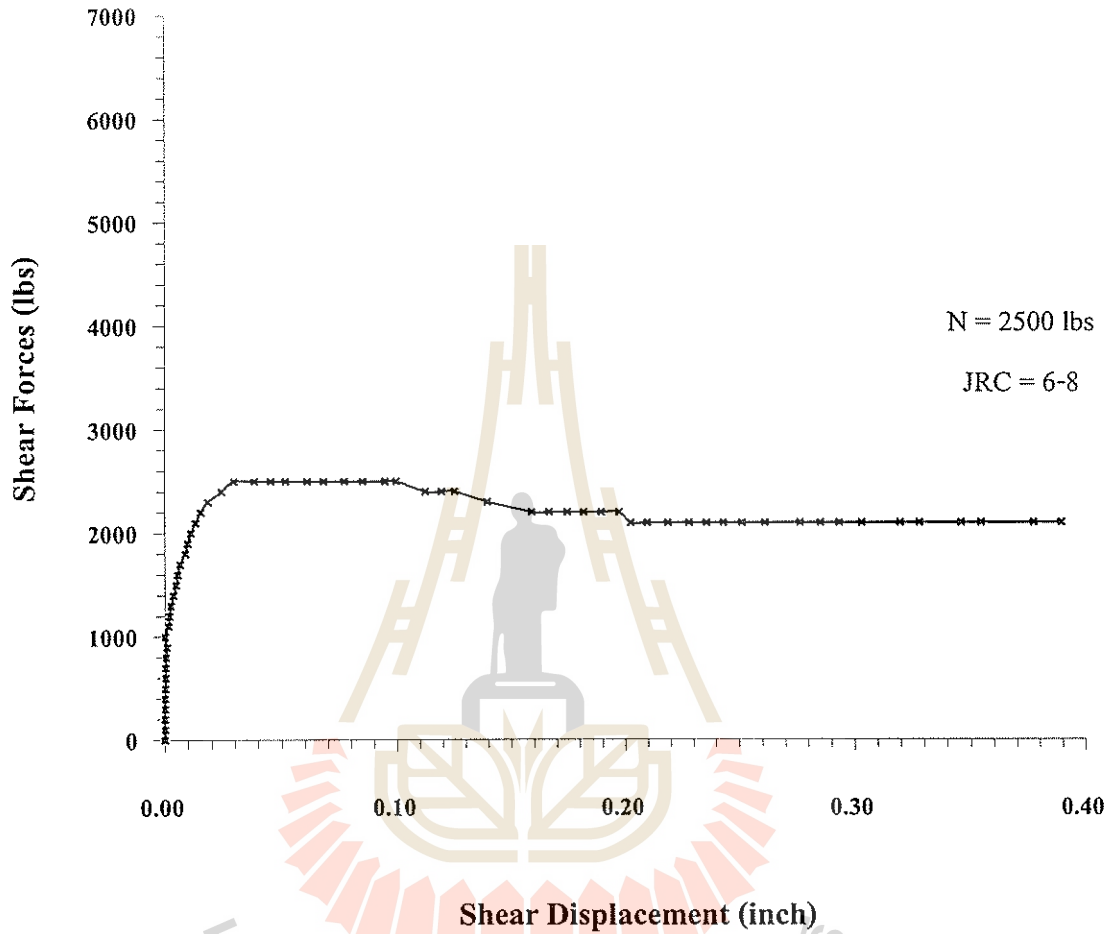
WMB - 02



รูปที่ ค-18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินอ่อนจาก จังหวัดลพบุรีที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Phu Kradung Sandstone

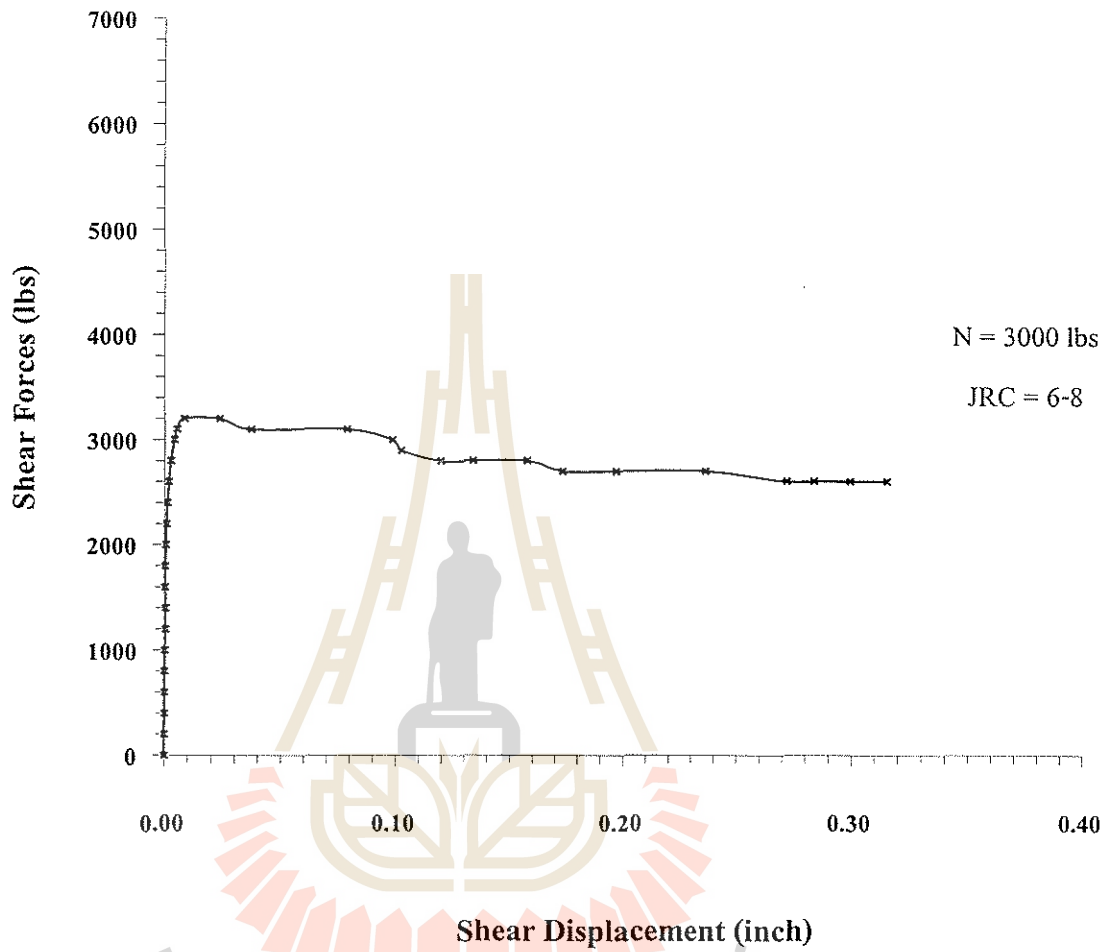
GST- 01



รูปที่ ค-19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินภูกระดึงที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Phu Kradung Sandstone

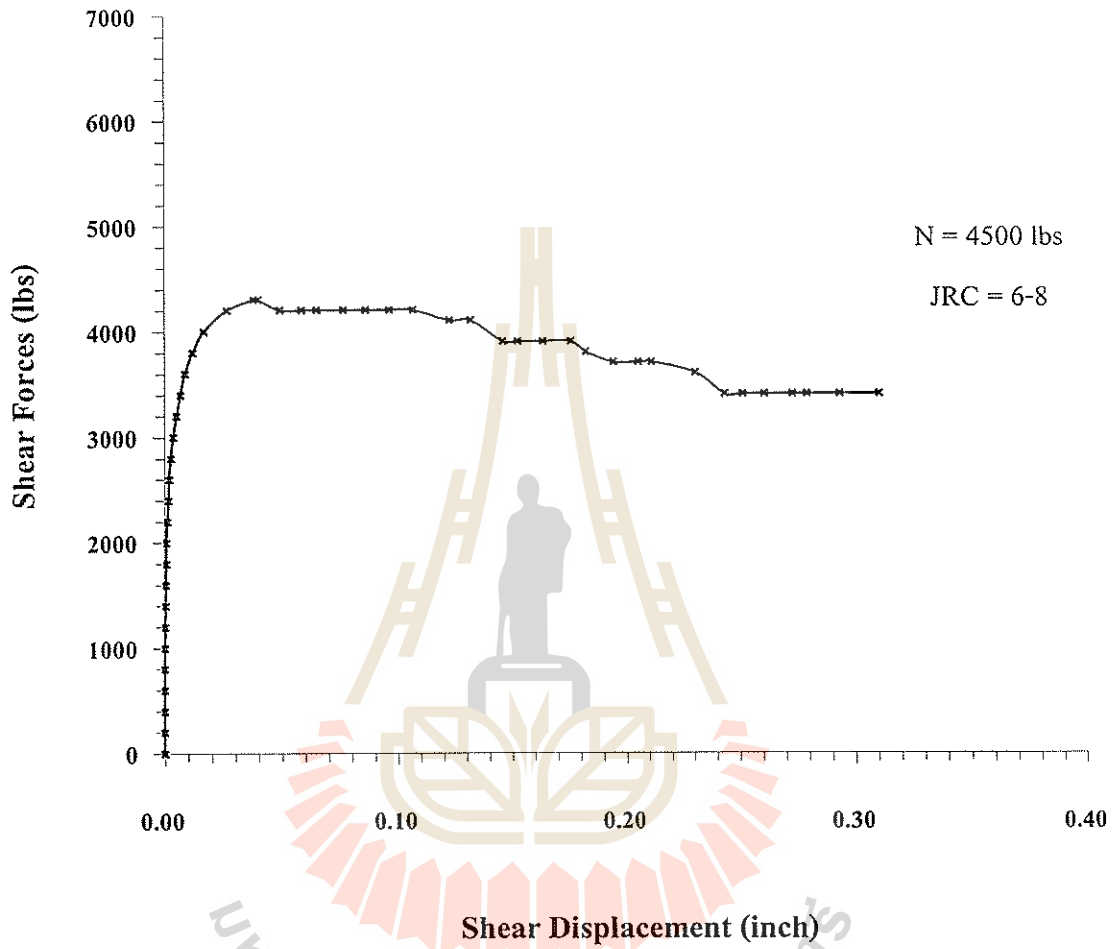
GST- 03



รูปที่ ก-20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินภูกระดึงที่แรงกดตั้งฉาก 3000 ปอนด์

Phu Kradung Sandstone

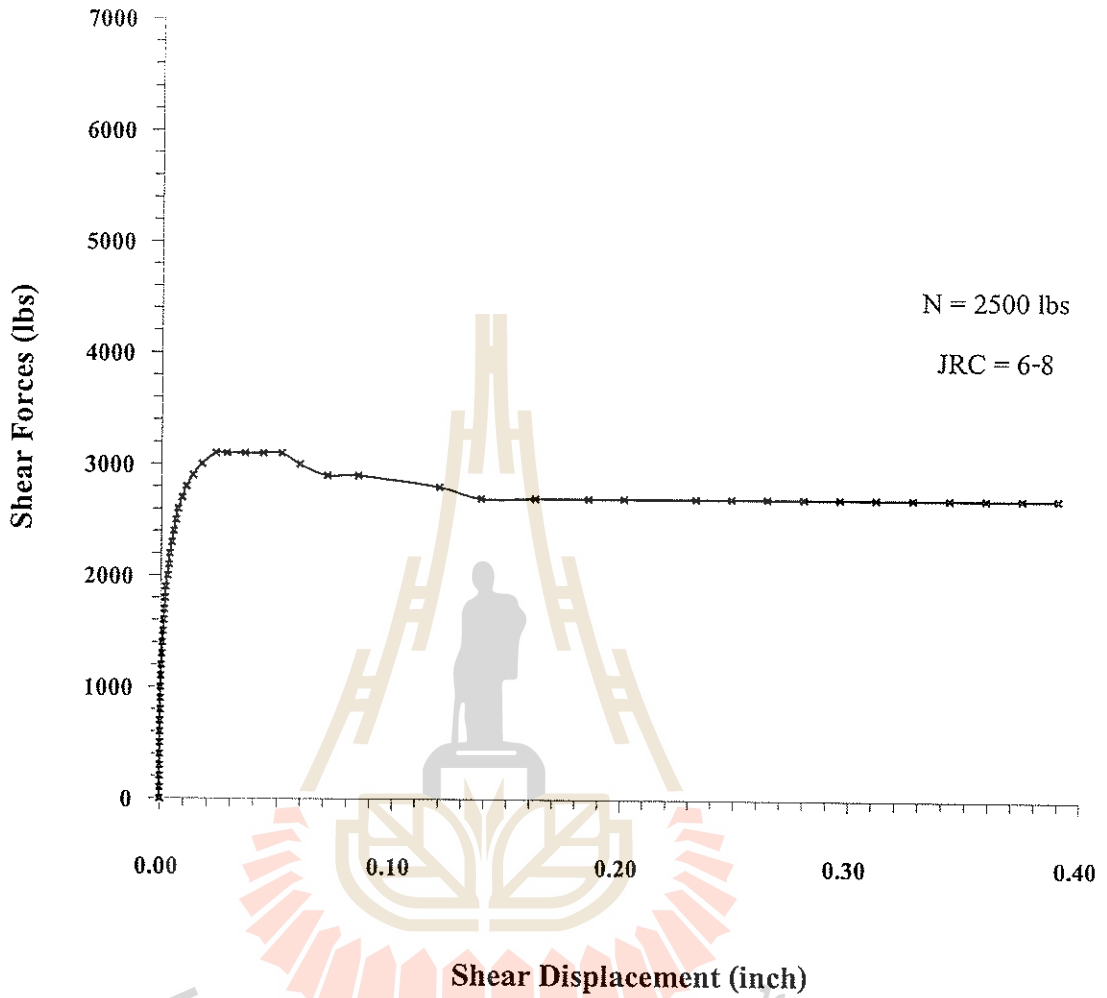
GST- 02



รูปที่ ก-21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินภูกระดึงที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Phu Phan Sandstone

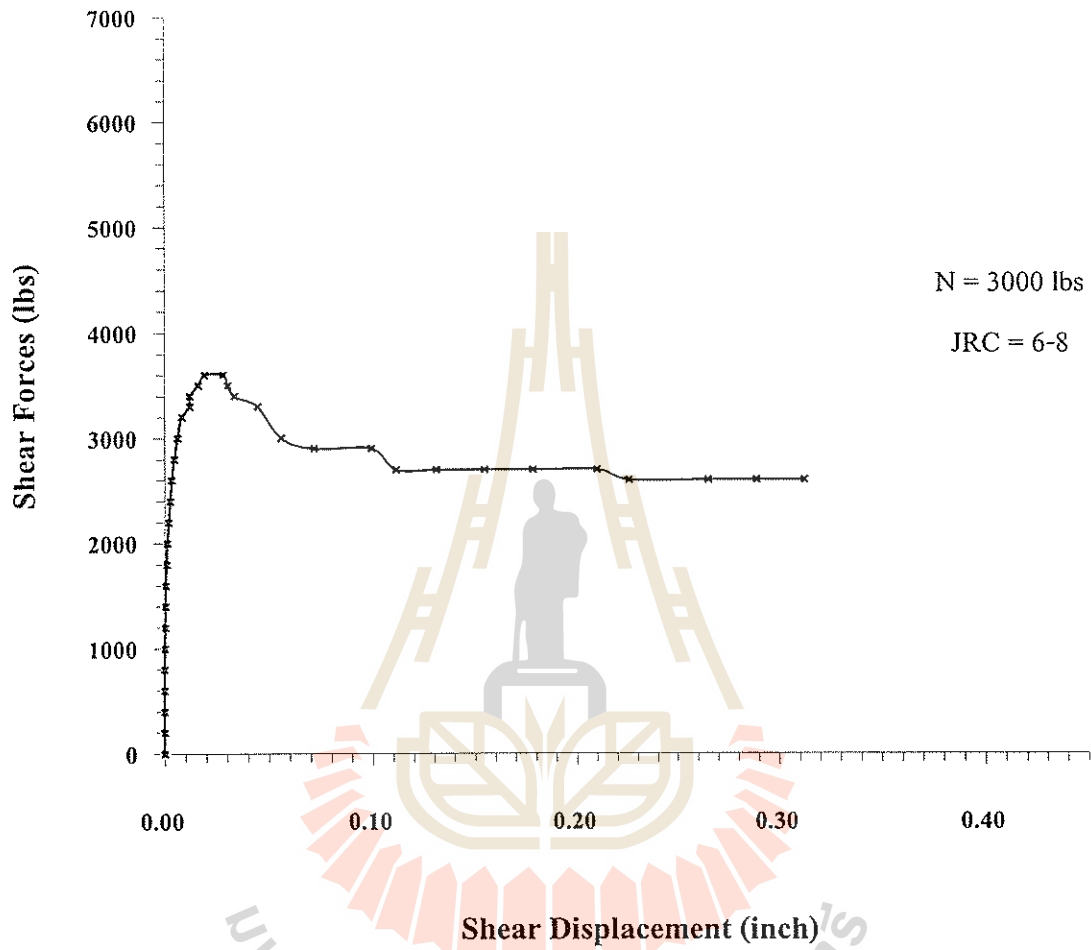
YST- 01



รูปที่ ก-22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินภูพานที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Phu Phan Sandstone

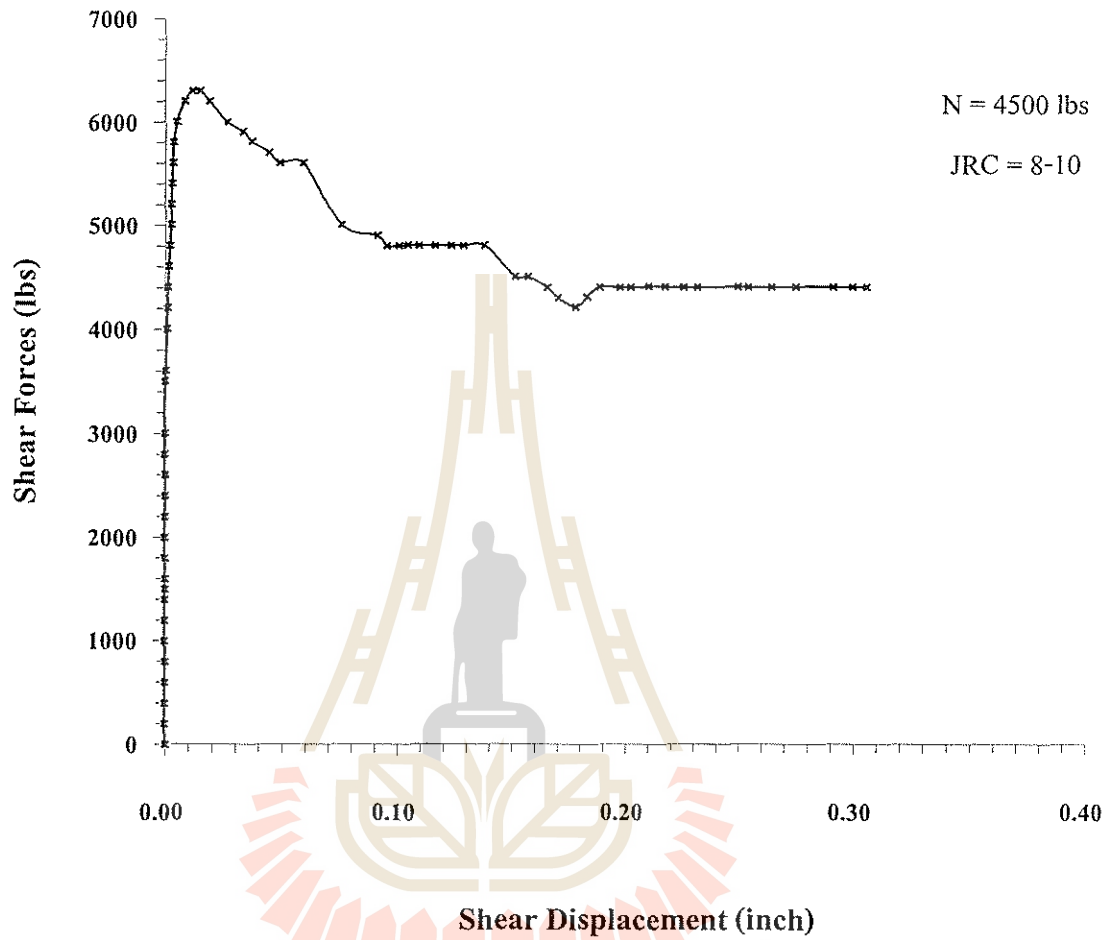
YST- 03



รูปที่ ก-23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินภูพานที่แรงกดตั้งฉาก 3000 ปอนด์

Phu Phan Sandstone

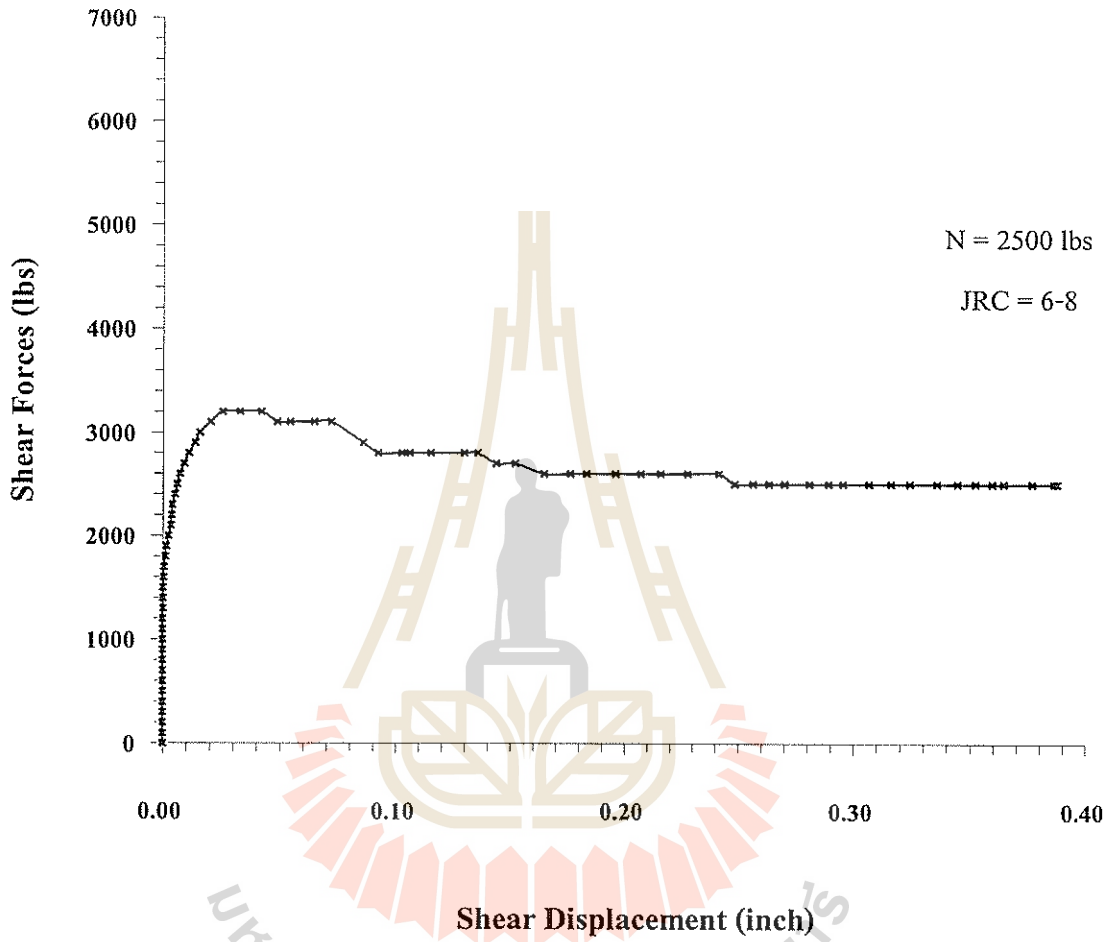
YST-02



รูปที่ ก-24 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินภูพานที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Phra Wihan Sandstone

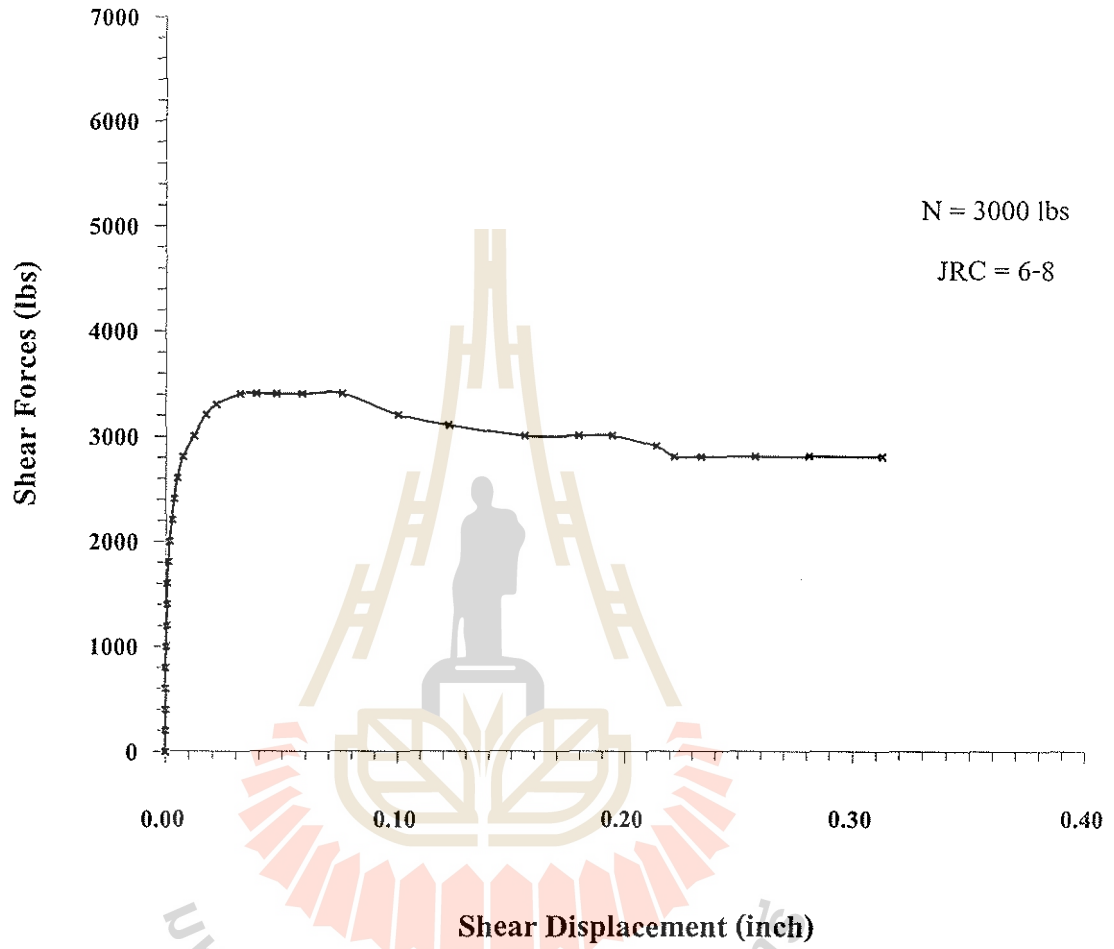
WST- 01



รูปที่ ค-25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทรายหมวดหินพระวิหารที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Phra Wihan Sandstone

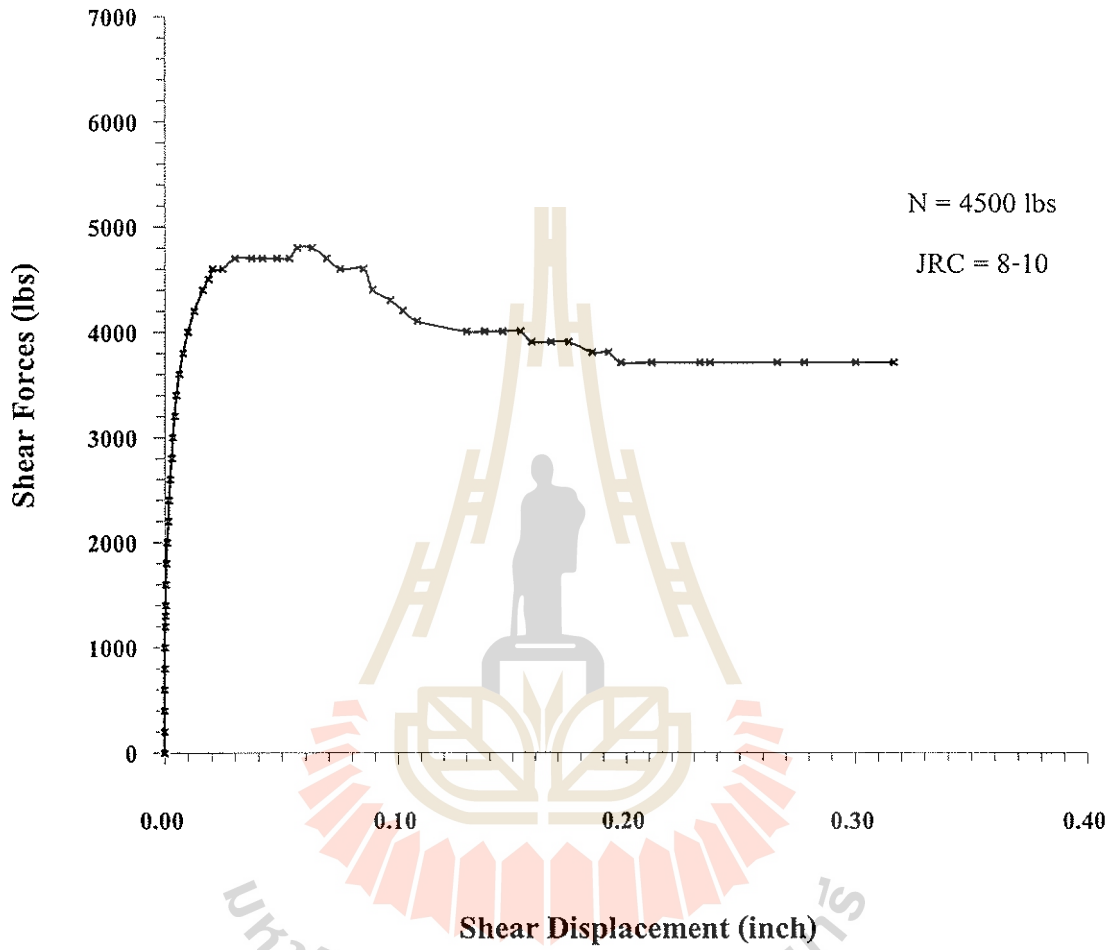
WST- 03



รูปที่ ก-26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินพระวิหารที่แรงกดตั้งฉาก 3000 ปอนด์

Phra Wihan Sandstone

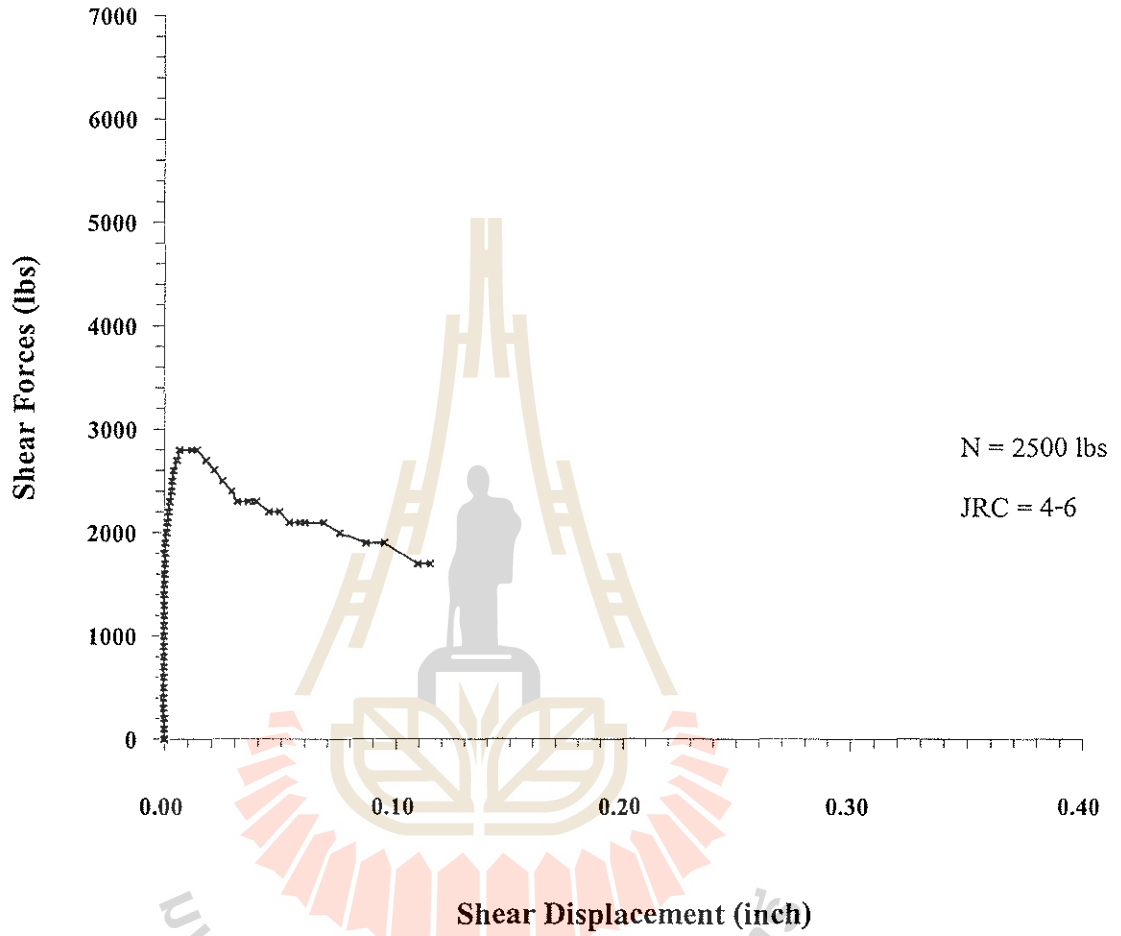
WST- 02



รูปที่ ก-27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินพระวิหารที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

Sao Khua Sandstone

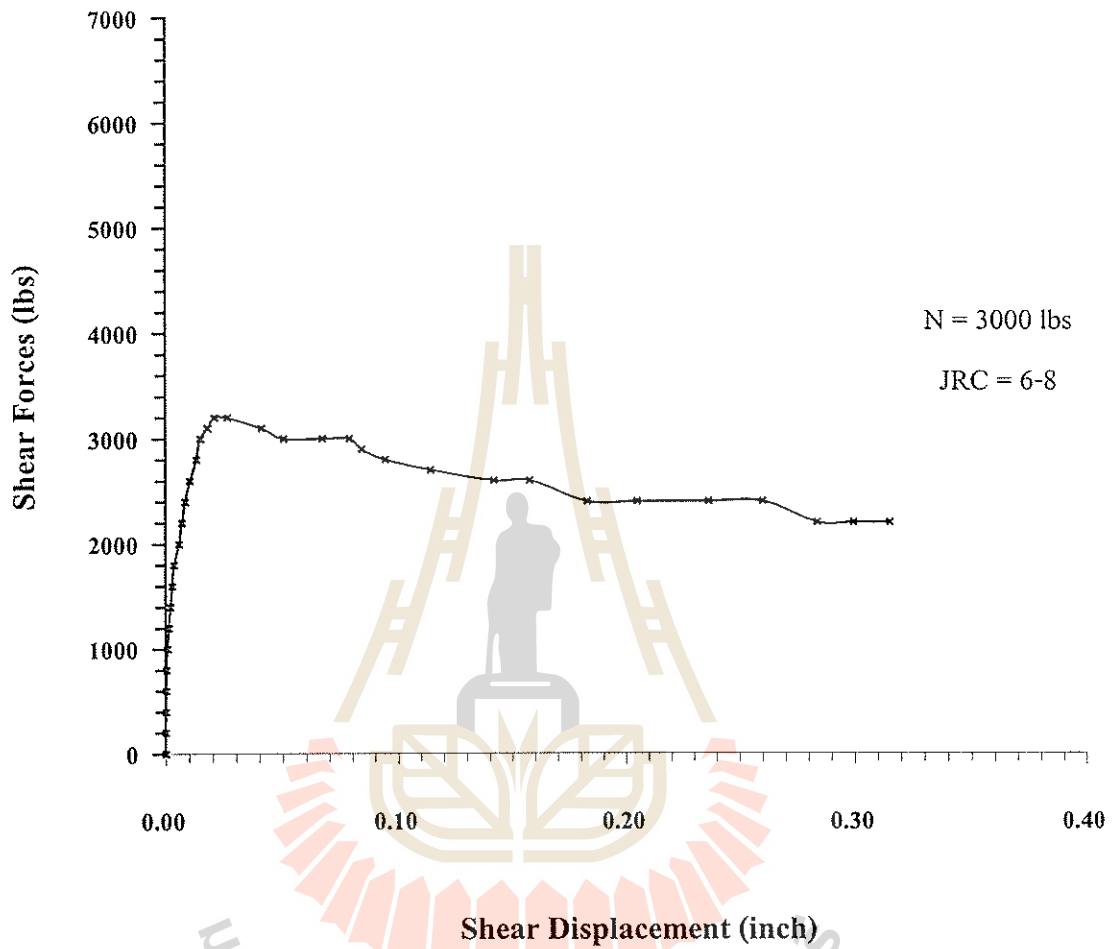
RST- 01



รูปที่ ก-28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทราย
หมวดหินเสาขัวที่แรงกดตั้งฉาก 2500 ปอนด์

Sao Khua Sandstone

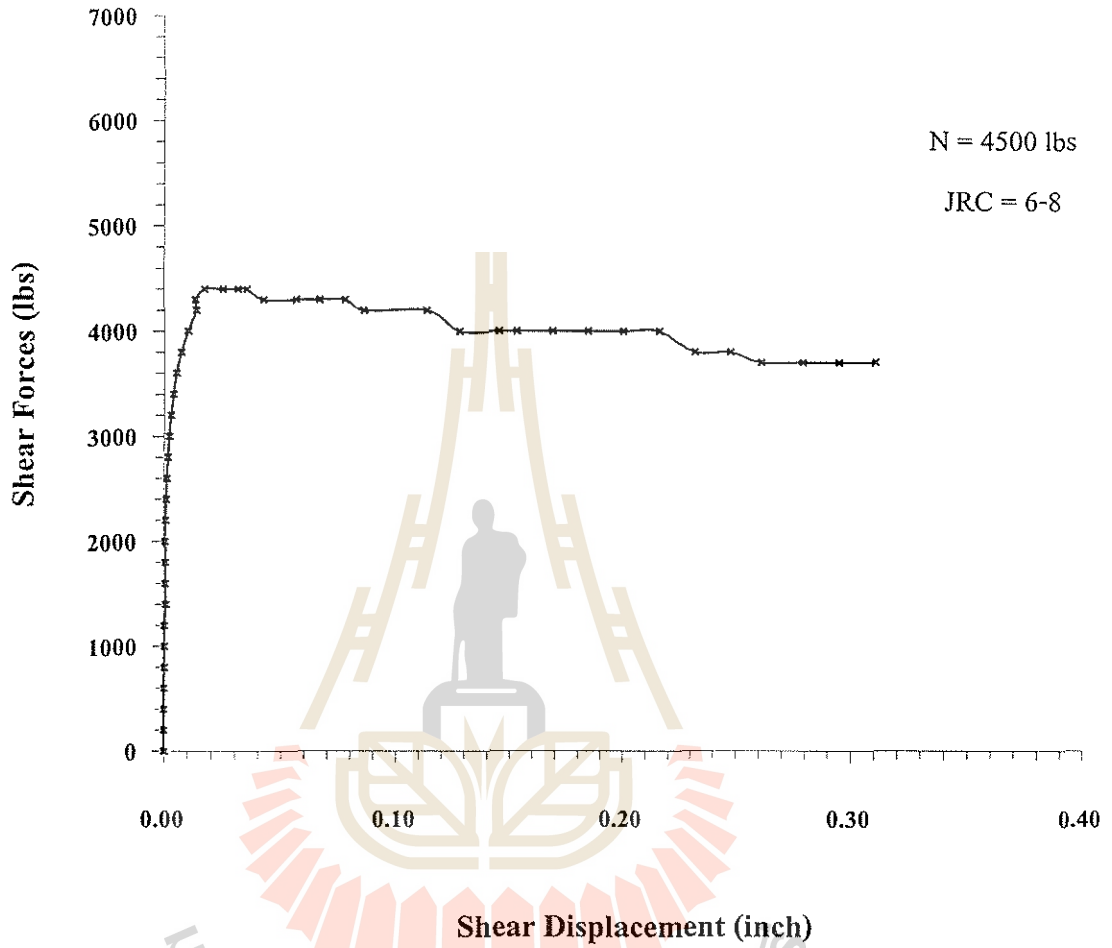
RST- 03



รูปที่ ก-29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทรายหมวด หินเสาขัวที่แรงกดตั้งฉาก 3000 ปอนด์

Sao Khua Sandstone

RST- 02



รูปที่ ค-30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและระยะเคลื่อนที่ตามแนวแรงเฉือนของหินทรายหมวดหินเสาขัวที่แรงกดตั้งฉาก 4500 ปอนด์

ประวัตินักวิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เพ็องขจร เกิดเมื่อวันที่ 16 กันยายน 2500 ที่จังหวัด กรุงเทพมหานคร จบการศึกษาปริญญาเอกจาก University of Arizona ที่ประเทศสหรัฐอเมริกา ในสาขาวิชา Geological Engineering ในปี ค.ศ. 1988 และสำเร็จ Post-doctoral Fellows ในปี ค.ศ. 1990 ที่ University of Arizona ปัจจุบันมีตำแหน่งเป็นประธานกรรมการบริษัท Rock Engineering International ประเทศสหรัฐอเมริกา และดำรงตำแหน่งอาจารย์ประจำอยู่ที่สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา มีความชำนาญพิเศษทางด้านกลศาสตร์ของหินในเชิงการทดลอง การออกแบบและการวิเคราะห์โดยใช้คอมพิวเตอร์ ได้เคยทำการวิจัยเป็นหัวหน้าโครงการที่สำเร็จมาแล้วมากกว่า 10 โครงการทั้งในสหรัฐอเมริกาและประเทศไทย มีสิ่งตีพิมพ์นานาชาติมากกว่า 50 บทความ ทั้งวารสาร นิตยสาร รายงานรัฐบาล และบทความการประชุมนานาชาติ เป็นผู้แต่งตำรา “Sealing of Boreholes and Underground Excavations in Rock” ที่ใช้อยู่ในหลายมหาวิทยาลัยในสหรัฐอเมริกา ดำรงตำแหน่งเป็นที่ปรึกษาทางวิชาการขององค์กรรัฐบาลและหลายบริษัทในประเทศสหรัฐอเมริกา และแคนาดา เช่น U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. Department of Energy, Dow Chemical Co., Southwest Research Institute, UNOCAL, Phelps Dodge Co. และ Amoco Oil Co. เป็นวิศวกรที่ปรึกษาของ UNISEARCH จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกข้อเสนอโครงการของ U.S. National Science Foundation และ Idaho State Board of Education และเป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกบทความทางวิชาการของสำนักพิมพ์ Chapman & Hall ในประเทศอังกฤษ และ Elsevier Sciences Publishing Co. ในประเทศเนเธอร์แลนด์